

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par

Cherahil Moussa

Boudra Ahcene

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème :

**Etude d'un bâtiment en(RDC+6 étages avec sous sol) à usage multiple
contreventé par un système (voile-porteures)**

Présenté par :

Mr Aribi choaib	MCB
M ^{me} Ait ahmed fatiha	MAA
Mr Bouamra youcef	MCB
Mr Abdelhamid Abdelmalek	MCB

Dirigé par :

Président
Encadrant
Examineur
Examineur

Année Universitaire 2018/2019

Remerciements

A l'issue de ce travail, nous remercions, en premier lieu, le bon Dieu de

nous avoir donné la force et le courage de le mener à terme.

Nous tenons aussi à exprimer toutes nos gratitudees et nos vifs remerciements à notre cher professeur et encadrant M^{em}. Aitahmed , pour ses suivis et ses conseils précieux pour réaliser notre projet durant cette période.

J'adresse aussi mes vifs remerciement aux membres des jurys pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

Qu'il nous soit permis de remercier également toute l'équipe pédagogique de département génie civil de l'UAMOB qui ont assuré notre formation.

Nous exprimons également notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la bonne réalisation de notre projet.



Dédicace

*À notre chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur
tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,
À notre chères sœurs et chers frères pour leurs encouragements
permanents, et leur soutien moral,
À toute notre familles pour leur soutien tout au long de notre parcours
universitaire,
À tous notre amis et collègues,
À tous les étudiants de génie civile ,
À tous ceux qui nous on donné la force de continuer sois par un mot ou
un geste ,
Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le
fuit de votre soutien infailible,
Merci d'être toujours là pour nous.*

Ahcene et moussa

ملخص

هاذ المشروع يهدف الى

- هيكله و دراسة بنايه ذات استعمال متعدد مكونه من ستة طوابق يتم انجازها بولاية البويره المصنفة ضمن المنطقه الزلزاليه رقم حسب القواعد الجزائريه المضاده للزلازل (RPA99version 2003).
- مقاومه البنايه لكل الحمولات العموديه و الأفقيه مضمونه بواسطه العارضات . الأعمده و الجدران المشكله من الخرسانه المسلحه.
- قياس الإبعاد ونتائج كل العناصر المقاومه للبنايه تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر .

القواعد الجزائريه المضاده للزلازل

قانون الخرسانه المسلحه

- تمت الدراسه الزلزاليه وفق الطريقيه الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقيه العناصر المنتهيه باستعمال تقنيه حساب الهياكل باستعمال برنامج ETAPS.

Résumé :

Ce projet vise à - Structure et étude d'un bâtiment à usage mixte de (RDC+6étage) sera implantée à Bouira , classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- La résistance à la construction de toutes les charges verticales et horizontales est assurée un système autostable contreventé par voiles.

Le dimensionnement et le calcul de ferrailage de tous les éléments résistance ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur (CBA93 version 2003).

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ETABS ».

Summary:

This project aims to - Structure and study of a mixed-use building of (DRC + 6th floor) will be located in Bouira, classified as zone of average seismicity (zone IIa). - Resistance to the construction of all vertical and horizontal loads is ensured a freestanding system braced by sails. The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistance elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (CBA93 version 2003). The dynamic study was conducted using the numerical method based on the finite element method using the software "ETABS".

ملخص

هاذ المشروع يهدف الى

- هيكله و دراسة بنايه ذات استعمال متعدد مكونه من ستة طوابق يتم انجازها بولاية البويره المصنفة ضمن المنطقه الزلزاليه رقم حسب القواعد الجزائريه المضاده للزلازل (RPA99version 2003).
- مقاومه البنايه لكل الحمولات العموديه و الأفقيه مضمونه بواسطه العارضات . الأعمده و الجدران المشكله من الخرسانه المسلحه.
- قياس الإبعاد ونتائج كل العناصر المقاومه للبنايه تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر .

القواعد الجزائريه المضاده للزلازل

قانون الخرسانه المسلحه

- تمت الدراسه الزلزاليه وفق الطريقيه الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقيه العناصر المنتهيه باستعمال تقنيه حساب الهياكل باستعمال برنامج ETAPS.

Résumé :

Ce projet vise à - Structure et étude d'un bâtiment à usage mixte de (RDC+6étage) sera implantée à Bouira , classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- La résistance à la construction de toutes les charges verticales et horizontales est assurée un système autostable contreventé par voiles.

Le dimensionnement et le calcul de ferrailage de tous les éléments résistance ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur (CBA93 version 2003).

L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ETABS ».

Summary:

This project aims to - Structure and study of a mixed-use building of (DRC + 6th floor) will be located in Bouira, classified as zone of average seismicity (zone IIa). - Resistance to the construction of all vertical and horizontal loads is ensured a freestanding system braced by sails. The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistance elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (CBA93 version 2003).

The dynamic study was conducted using the numerical method based on the finite element method using the software "**ETABS**".

Sommaire

Introduction.....	1
-------------------	---

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1.Description de l'ouvrage	2
I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I.3. Les éléments de l'ouvrage.....	2
I.3.1. L'ossature	2
I.3.2. Les planchers	2
I.3.3. Les balcon	3
I.3.4. les Escalier	3
I.3.5. Terrasse	3
I.3.6. la maçonnerie	3
I.3.7. L'acrotère	3
I.3.8. Les revêtements	3
I.3.9. Les fondations	3
I.4.Hypothèse de calcul.....	4
I.4.1. Etat limite ultimes (ELU).....	4
1.4.2. Etats limites de service (ELS)	4
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	5
I.5.1. Béton	5
I.5.2. Acier.....	9
I.6.caractéristiques géotechniques du sol	11

Chapitre II :Pré-dimensionnement et décentes des charges

II.1. Introduction.....	12
II.1.1. Les charges réglementaires	12
II.2. Pré- dimensionnement des éléments secondaires	13
II.2.1. Les planchers	13
II.2.2. Les escaliers.....	14

II.2.3. Les balcons	17
II.3. Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux	18
II.3.1. Les poutres :.....	18
II.3.2. Pré-dimensionnement des poteaux	19
II.3.3. Les VOILES	20

Chapitre III:Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère	30
III.1.1 Dimension de l'acrotère	30
III.1.2.Ferraillage de l'acrotère.....	33
III.2.Etude d'escaliers	40
III.2.1. Introduction	40
III.2.2. type d'escalier.....	42
III.2.3 Ferraillage.....	44
III.3. calcul de la poutre palière.....	52
III.3.1. Pré dimensionnement.....	52
III.3.2. Détermination des charges etsurcharges.....	53
III.3.3. Ferraillage.....	53
III.4. Etude des balcons	58
III.4.1. Calcul des sollicitation.....	58
III.4.2. Les moments et Les efforts tranchants	59
III.4.3.Ferraillage.....	59
III.4.4.Vérifications :	60
III.5. Calcul des planchers corps creux.....	63
III.5.1. Ferraillage de la dalle de compression	64
III.5. 2. Etude de la poutrelle.....	66
III.6.Plancher en dalle pleine	80
III.7.Etude de l'ascenseur.....	81
III.7.1. Etude de la dalle de l'ascenseur.....	84

Chapitre IV: Etude dynamique et sismique

IV.1.Etude dynamique	91
IV.1.1. Introduction	91
IV.1.2 Objectifs de l'étude dynamique	91
IV.1.3 Modélisation de la structure étudiée.....	91
IV1.3.1 Description du logiciel ETABS.....	92
IV1.3.2 Modélisation des éléments str.....	92
IV1.3.3 Modélisation de la masse	92
IV 1.4.Caractéristiques géométriques de la structure.....	92
IV1 4.1. Centre de masse.....	94
IV.1.4.2.Centre de torsion	94
IV1.4 .3 Modélisation de la masse	94
IV1.5.Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires.....	95
IV1.5.1.Mode de vibrations et taux de participation des masses.....	95
IV.2. Etude sismique	98
IV.2.1Introduction.....	98
IV 2.2 La résultante des forces sismiques	98
IV 2.3 Présentation des méthodes de calcul de la force sismique	99
IV.2.4.Méthode d'analyse modale spectrale.....	99
IV.2.5.Méthode statique équivalente.....	99
IV.2.5.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente	101
IV.2.5.2. Spectre de réponse de calcul	107
IV.2.5.3. Calcul de l'effort tranchant modal à la base.....	109

Chapitre V:Calcul des éléments structuraux

V.1. Ferrailage des poteaux	120
V.1.1.Ferrailage longitudinale	126
V.1.2.Ferrailage transversal	127
V.1.3.Vérification	129
V.2. Ferrailage des poutres.....	132
V.2.1.Recommandation du RPA99 (Version 2003)	133
V.2.2. Ferrailage des poutres les plus sollicitées	140

V.2.3. Verification due exegences des règlement à respecter.....	142
V.3. Les voile	149
V.3.1. Introduction.....	149
V.3.2. Rôle de contreventement.....	150
V.3.3. Les avantages des voiles.....	150
V.3.4. Combinaison	150
V.3.5. ferrailage des voiles	152

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1.Introduction.	166
VI.2.Etude de sol	166
VI.3.Choix du type de fondation.....	166
VI.4.Etude du radier général.....	168
VI.5. Etude de voile périphérique.....	154

Conclusion.....

Bibliographie

Annexe I : Plans d'architecture

Annexe II : Plans de ferrailage

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I.1 : Types et caractéristiques des aciers.....	9
---	---

Chapitre II : descente des charges et pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	20
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher courant.....	20
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher dalle plein.....	20
Tableau II.4 : Evaluation des charges du mur extérieur.....	21
Tableau II.5 : Evaluation des charges du mur intérieur.....	21
Tableau II.6 : Evaluation des charges du palier.....	21
Tableau II.7 : Evaluation des charges du volée.....	22
Tableau II.8 : Evaluation des charges du balcon.....	22
Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation.....	24
Tableau II.10: Charges permanentes et charges d'exploitation de poteau.....	25
Tableau II.11 : Calcul de l'effort normal ultime des poteaux.....	26
Tableau II.12 : Vérification du RPA	27

Chapitre III : étude des éléments secondaires

Tableau III.1 : les combinaisons de sollicitation.....	32
Tableau III.1. Les charges permanentes et les charges d'exploitation de Paillasse et Palier....	41
Tableau III.2 : les sollicitations de calcul pour l'escalier à trois volets.....	44
Tableau III.3 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	51
Tableau III.4 : Evaluation des charges des plancher.....	68
Tableau III.5 : les sollicitations de la dalle.....	80
Tableau III.6 : Moments et efforts tranchants dans la dalle.....	81

Tableau. III.7 : Ferrailage de la dalle.....	81
Tableau. III.8 : vérification des contraintes.....	82
Tableau. III.9 : Récapulatif des résultats du la vérification des contraintes.....	87
Tableau III.10 : Récapulatif des résultats du ferrailage de la dalle du local machine.....	89
Tableau III.11 : Récapulatif des résultats des contraintes.....	90

Chapitre IV : étude dynamique et sismique

Tableau IV .1 : centre de masse et de rigidité des différents niveaux.(ETABS).....	95
Tableau IV-2 : périodes modes et facteurs de participation massique.....	95
Tableau IV. 3 : Comportement de système de contreventement sous charge verticales.....	97
Tableau IV. 4 : Comportement du système de contreventement sous charge horizontales.....	98
Tableau. IV.6 : Coefficients d'accélération de zone A.....	103
Tableau.IV7: coefficient d'amortissement critique.....	104
Tableau. IV.8.:Résumé des résultats.....	107
Tableau IV.9 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.	109
Tableau IV .10 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	109
Tableau IV .11 : Combinaisons des réponses modales.....	110
Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	111
Tableau IV.13 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.....	112
Tableau IV .14 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'.....	113
Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'.....	114
Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'.....	115
Tableau IV.17 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX.....	116
Tableau IV.18 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY.....	116
Tableau IV.19 : Moment de renversement dans le sens XX.....	117
Tableau IV.20 : Moment de renversement dans le sens YY'.....	117
Tableau IV.21 : Centre de gravité et de torsion.....	118
Tableau IV.22 : Vérification au renversement dans le sens XX et YY.....	118
Tableau IV-23 : L'effort normal réduit.....	119

Chapitre v : calcul des éléments structuraux

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	121
Tableau V.2 : Ferrailage maximale et minimale.....	122
Tableau V. 3: Les sollicitations obtenues par ETABS.....	123
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal.....	126
Tableau V.5: choix des Armateurs.....	126
Tableau V.6 : Armature transversale (Zone courante).....	129
Tableau V.7: Armature transversale (Zone nodale).....	129
Tableau V.8 : Vérification des contraintes.....	130
Tableau VI.9 : combinaisons de charges.....	132
Tableau V.10: caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent.....	133
Tableau V.11 : vérification de <i>Contrainte de compression dans le béton</i>	145
Tableau V.12 : Sollicitations et contraintes.....	160
Tableau V.13 : Sollicitations et contraintes.....	161
Tableau V.14 : Sollicitations et contraintes.....	161
Tableau V.15 : Ferrailage et vérification <i>Des voiles V1, V3</i>	162
Tableau V.16 : Ferrailage et vérification <i>Des voiles V2, V5, V6 ; V9 ; V12, V13, V14, V15. de longueur $L = 1m$</i>	163
Tableau V.17 : Ferrailage et vérification <i>Des voiles V4, V7 ; V10, V11, de longueur $L = 1.5m$</i>	164

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Les surfaces revenant aux semelles.....	167
Tableau VI.2 : Vérification de soulèvement.....	172
Tableau VI.3: Vérification du renversement selon RPA.....	176
Tableau VI.4 : Vérification des contrains.....	176
Tableau VI.5 : Moment longitudinal et transversal.....	178
Tableau VI.6 : Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELU.....	179
Tableau VI.7: Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELS.....	179
Tableau VI.8 : Vérification de la continuité des moments.....	180
Tableau VI.9 : Moment longitudinal et transversal.....	189

Tableau VI.10 : Ferrailage du voile à l'ELU.....	189
Tableau VI.11 : Ferrailage du voile à l'ELS.....	190
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	190

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I.1.contraintes-déformations à l'ELU.....	7
Figure I.2.Diagramme contraintes déformation à l'ELS.....	8
Figure I.3.Diagramme contraintes -déformation	11

Chapitre II : descente des charges et pré dimensionnement des éléments

Figure II.1.Coupe transversale d'un plancher à corps creux	13
Figure II.2.Les escaliers	15
Figure II.3.Dimensions de poutre	16
Figure II.4.Plancher étage courants (corps creux)	19
Figure II.5.Coupe de voile en élévation.....	28
Figure II.6.Coupe du voile en plan.....	29

Chapitre III : étude des éléments secondaires

Figure III.1: coupe verticale de l'acrotère.....	30
Figure III.2 : schéma statique de l'acrotère.....	31
Figure III.3 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure.III.4 : Schéma ferrailage de l'escalier.....	51
Figure III.5. : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	57
Figure III.6. : Schéma statique.....	58
Figure III.1.7: Schéma de ferrailage pour le balcon.....	63
Figure III.1.8 : Treillis soudés (20x20) cm ²	64
Figure III.4 : Ferrailage du plancher.....	79
Figure III.5 : Schéma de ferrailage des dalles pleines.....	83
Figure III.6 : Ferrailage de la dalle du local machine.....	90

Chapitre IV : étude dynamique et sismique :

Figure IV.1 : «Modélisation de la structure (Vue en Plan) ».....	93
Figure IV.2 : « Modélisation de la structure (Vue en 3D) ».....	93
Figure IV.3 : « Spectre de réponse ».....	108
Figure VI.5 : Présentation de l'effet P- Δ sur la structure.....	114

Chapitre V: calcul des éléments structuraux :

Figure V.1: Schéma de ferrailage des poteaux.....	131
Figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres principales.....	147
Figure V.3: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.	148
Figure VI.4 : Sollicitations des voiles.....	149
Figure V.5 : Section entièrement tendue.....	155
Figure V.6: Schème de la disposition des voiles.....	160
Figure V.7: Schéma de ferrailage du voile de 1.5m.....	165

Chapitre VI : étude de l'infrastructure :

Figure VI.1 : Schéma de transmission des.....	173
Figure VI.2 : Le panneau le plus sollicité.....	177
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du radier.....	180
Figure VI.4 Répartition des charges sur les poutres.....	182
Figure VI.5 Répartition des charges sur les poutres.....	183
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la nervure	186
Figure VI.7: Le voile périphérique.....	187
Figure VI.8 : Ferrailage du voile périphérique.....	190

Introduction générale

Introduction générale :

Le génie civil représente des techniques concernant les constructions civiles dont les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes (le poids propre) et les actions d'exploitations, climatiques et accidentelle, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques, et la viabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+6+sous sol), il regroupe logements d'habitations, servis et commerciale et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/BAEL91 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC2.331)

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable.

On se base sur le plan de travail suivant :

Le premier chapitre présente les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et toiture, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel ETABS version 2015 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient au caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

chapitre 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-Présentation de l'ouvrage

I.1.Description de l'ouvrage

Le projet que nous avons entrain d'étudier consiste à un bâtiment à usage multiple (R+6) avec une terrasse accessible. Cette structure est composée de :

- Niveau RDC à usage commercial.
- Niveau 1^{er} étage à usage service
- Niveaux 2^{er} à 6^{eme} étage à usage d'habitation.
- Sous sol.

Ce bâtiment est implantée dans la willaya de BOUIRA, classée par le(RPA99) comme zone de moyenne sismicité (**zone II_a**).

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Longueur totale $L = 30.56m$
- Largeur totale $l = 10,96m.$
- Hauteur du RDC $h = 4.08m.$
- Hauteur du 1^{er} étage a 6^{éme} étage $h = 3.06m$
- Hauteur totale de bâtiment $h = 22.40m.$
- Hauteur de sous/sol $h = 2m$

I.3. Les éléments de l'ouvrage

I.3.1.L'ossature : Conformément au règlement parasismique algérien, nous prévoyons de concevoir le bâtiment par un système porteur composé de portiques et de voiles qui reprennent conjointement les charges verticales et horizontales au prorata de leur rigidité. Le système porteur composé de voiles et portiques :

- Système de contreventement en portique par des voiles

I.3.2. Les planchers :

les planchers étant considéré comme des diaphragmes rigide d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimension de la structure , dont le rôle est de résister aux charge

vertical et les transmettre aux éléments porteurs de la structure , ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique .

I.3.3. Les balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine

I.3.4. Escalier ;

Le bâtiment présente un seul type d'escalier à deux volées et un palier de repos

et ils sont coulés sur place

I.3.5. Terrasse :

La terrasse de bâtiment est accessible.

I.3.6. maçonnerie :

Murs extérieurs : ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de **15 cm** et **10 cm** d'épaisseur séparées par une lame d'air de **5cm**.

Murs intérieurs : ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

1.3.7. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur.

I.3.8. Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planches et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau et cuisine.

I.3.9. Les fondations : La fondation est un élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4.Hypothèse de calcul

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement BAEL 91 (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

I.4.1. Etats limites ultimes (E.L.U)

Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique.
- de la résistance de l'un des matériaux (béton ou acier).
- de la stabilité de forme (flambement).

$$N_U = 1.35G + 1.5Q$$

G : les charges permanentes.

Q : les charges d'exploitations.

Les hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ;
- Le béton tendu est négligé dans les calculs ;
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I.4.2. Etats limites de services (E.L.S) : Ils correspondent à la limite :

- De compression de béton.
- D'ouverture de fissures.
- Des déformations.

$$N_S = G + Q$$

Les hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ;
- Le béton tendu est négligé dans les calculs ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ;
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier et par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E = 15E_b$; $n = 15$) $n = 15$: coefficient d'équivalence.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1-Le béton : Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage du béton. Ce dernier sera conforme aux règles *BAEL91 et le RPA99* version 2003 applicable en ALGERIE.

On suppose que le béton utilisé pour ce projet sera fabriqué suivant une composition établie par le laboratoire, le ciment utilisé est de la classe CPA, dosé à 350kg/m^3 .

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

- Ciment :..... 350 kg/m^3 CPA 325.
- Gravillon :..... 800 L/m^3 .
- Sable :..... 400 L/m^3 .
- Eau :..... 175 L/m^3 .

L'eau de gâchage doit être propre et sans matières organiques.

a. Résistance caractéristique sur béton à la compression

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la compression axiale des éprouvettes ($16\text{cm} \times 32\text{cm}$).

On fait l'écrasement généralement à $j = 28$ jours et on considère :

F_{C28} : la valeur de résistance à la compression du béton à « j » jours est donnée par les formules suivantes :

$$; \begin{cases} F_{Cj} = \frac{j * f_{c28}}{4.76 + 0.83j} & \text{Pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \\ F_{Cj} = \frac{j * f_{c28}}{1.4 + 0.95j} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad . (CBA93 \text{ Art A-2-1-1})$$

NB : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance caractéristique à la traction

Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Art 2-3-3-1 BAEL91})$$

c. Déformation longitudinale du béton

Il existe deux modules de déformation longitudinale : Le module d'élasticité différée

➤ *Le module de déformation longitudinale instantané:*

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

➤ **le Module de déformation différée**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1 22})$$

➤ **Module de déformation transversale**

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Où :

- **E** : module de YOUNG.
- **ν** : Coefficient de Poisson.

➤ **Coefficient de poisson :**

Ce dernier représente le rapport entre les déformations longitudinales et les déformations transversales et il est noté par ν

Le C.B.A 93 donne deux valeurs pour ce coefficient selon les états limite

$$\begin{cases} \nu = 0,20 \longrightarrow \text{pour le calcul des déformations (ELS).} \\ \nu = 0,00 \longrightarrow \text{pour le calcul des déformations (ELU).} \end{cases} \quad (\text{BAL91, art A.2.1, 3})$$

d. Modèles de calcul

❖ **A l'ELU :**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.1

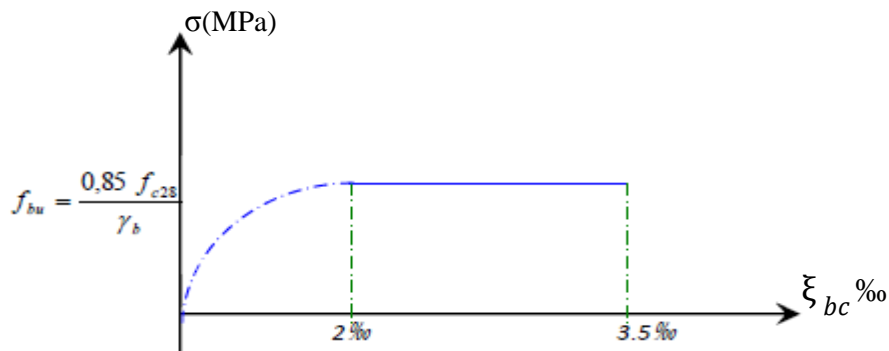


Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'E.L.U.

$0 \leq \xi_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2 \leq \xi_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion

e. Contrainte limite à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91, art A.3.4, 41})$$

Sachant que : $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable S.D} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

$\theta = 1$. Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre un jour et 24h.

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T}$$

$$f_{bu} = 21,74 \text{ MPa S.A}$$

❖ A l'ELS :

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte déformation est illustrée dans la figure I.2

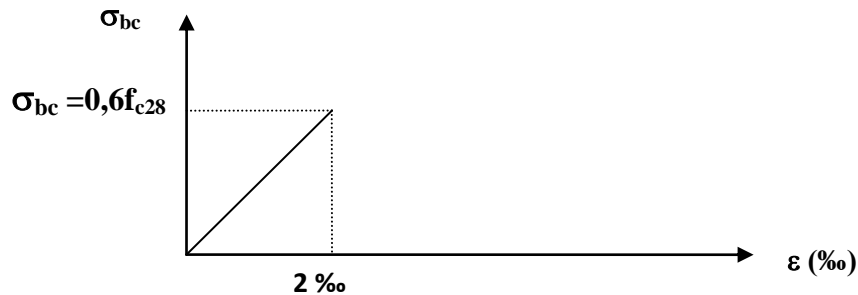


Figure I.2 : diagramme contraintes - déformation du béton à l'ELS

$$[\sigma_{bc}] = 0.6 \times f_{cj} . \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

f. Contrainte limite de cisaillement : (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

Pour éviter les fissurations dues aux efforts tranchants, on prend $\alpha_t = 90^\circ$, avec α_t qui est l'angle entre les armatures transversales et longitudinales.

➤ Les fissurations peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} .$$

➤ Les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} .$$

I.5.2- L'acier

Définition : Le matériau acier est un alliage fer plus carbone en faible pourcentage, la teneur en carbone informe sur la durée de l'acier.

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface rends lisse ou barres à haute adhérence.

Dans ce projet, on va utiliser des aciers de haute adhérence, caractérisée par :

- la limite d'élasticité $f_e = 400\text{Mpa}$.
- le module d'élasticité $E = 200.000\text{MPa}$.

Caractéristique des aciers utilisés

Tableau I.1 : Types et caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	1.3	1.00

a) Contrainte limite de l'acier à l'état limite ultime (E.L.U)

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \cdot E_s \quad \text{d'où:} \quad ; \quad \varepsilon_s = \Delta L / L$$

Avec f_e : contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

b) Contrainte limite ultime à l'ELS

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et de diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues tel que :

➤ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL 91, art A 4.5, 32})$$

➤ **Fissuration préjudiciable (FP) :**

Cas des éléments exposés à l'agression non sévère, chimique atmosphérique, ... etc.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{BAEL 91, art A 4.5, 33})$$

➤ **Fissuration très préjudiciable (FTP):**

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

- η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

{	$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\geq 6\text{mm}$.
	$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\leq 6\text{mm}$.
	$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.

e. *Diagramme contraintes déformations de l'acier* : dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant : (*BAEL 91, art. A.2.2, 2*)

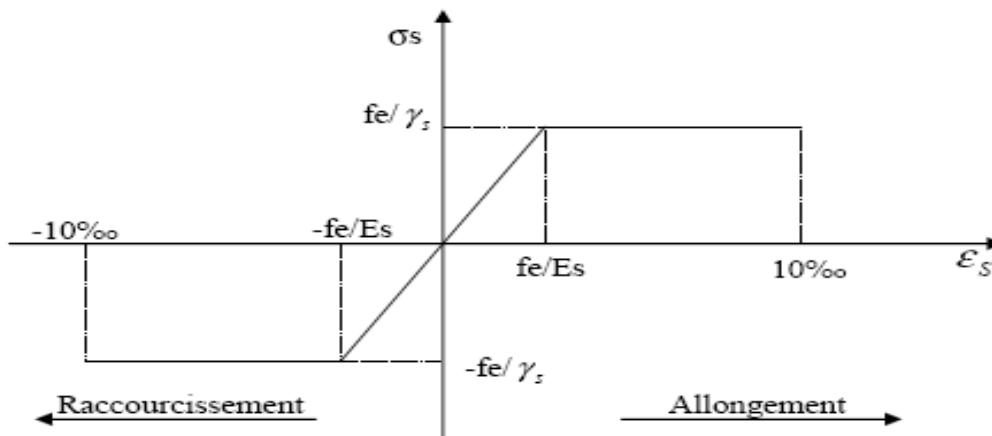


Figure .3 : diagramme contrainte- déformation

I.6.caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble

La contrainte admissible de sol =**2bars**.

Tout calcul et toute vérification doivent se baser sur la notion des états limites.

On distingue deux types pour le dimensionnement (armature et béton)

I.7.Réglementation utilisée :

- ❖ *RPA* (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ *BAEL 91* (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites)
- ❖ *CBA 93* (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- ❖ *DTR B.C.2.2* (Charges permanentes et charges d'exploitation).

chapitre 2

**PRE
DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS ET
DESCENTE DE CHARGES]**

II.1.Introduction :

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différentes sections de la structure. Ces dimensions seront choisies selon les règles du BAEL91 et le RPA99 Version 2003. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement pour arriver à déterminer les dimensions économiques. Le pré-dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent sur la résistance de l'ouvrage.

Il convient de dimensionner les éléments de la structure suivants :

- les planchers.
- Les escaliers
- Les balcons
- les poutres.
- les poteaux.

II.1.1. Les charges réglementaires

Les charges réglementaires sont en général :

➤ ***Les charges permanentes (G)***

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

➤ ***Les charges d'exploitation (Q)***

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer.

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2. Pré- dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Les planchers de cette construction sont réalisés en corps creux et une dalle plein

a. Planchers en corps creux

Ce type de planchers offre une assez bonne isolation thermique comparée aux planchers en dalle pleine. Le RPA 99 recommande de disposer les poutrelles dans un seul sens perpendiculairement aux poutres principales.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L_{\max}/25) \leq h_t \leq (L_{\max}/20)$$

Avec **L**: longueur maximale de poutrelle d'axe en axe.

Nous avons $L_{\max} = 3.4\text{m}$ donc : $13.6\text{cm} \leq h_t \leq 17\text{cm}$

Nous adopterons : $h_t = 20\text{ cm}$ telle que : $h_t = d + e$

$d = 16\text{cm}$ (hauteur de corps creux).

$e = 4\text{cm}$ (hauteur de la dalle de compression).

Donc $h_t = (16 + 4) = 20\text{cm}$.

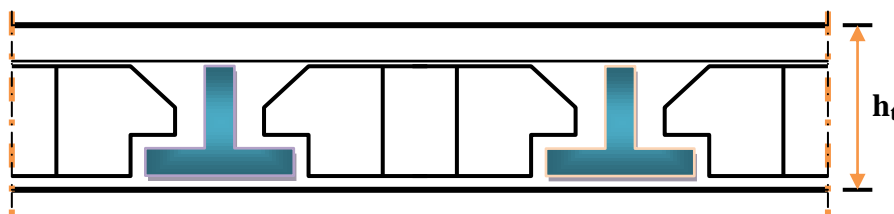


Figure II.1 « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

b. Planchers en dalle pleine

$$e \geq \max \{e_1 ; e_2, e_3\} ;$$

1^{ère} condition : résistance à la flexion

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : [CBA 93]

$$(L_{\max}/50) \leq e_1 \leq (L_{\max} \times /40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$$(L_{\max} / 35) \leq e_1 \leq (L_{\max}/ 30)$$

avec $L_{\max} = \max (L_{x_{\max}} ; L_{y_{\max}})$ d'où $L_{\max}=3.40\text{m}$

Alors $6.8 \text{ cm} \leq e_1 \leq 8.5 \text{ cm}$.

Donc : $e_1 = 8.5 \text{ cm}$

2^{ème} condition : sécurité à l'incendie :

- pour une heure de coupe feu $e_2=7\text{cm}$.
- pour 2 heures de coupe feu $e_2=11\text{cm}$.

3^{ème} condition : isolation acoustique : $e_3 \geq 16\text{cm}$.

Conclusion : $e \geq \max \{4.83\text{cm} ; 11\text{cm}, 16\text{cm}\}$ on adoptera $e = 16 \text{ cm}$.

II.2.2 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron (**g**). On désigne par (**h**) la hauteur d'une marche

Caractéristiques techniques :

Un escalier est caractérisé par :

g : largeur de marche (giron)

h : hauteur de la contre marche.

n : nombre de marche.

L : largeur la volée.

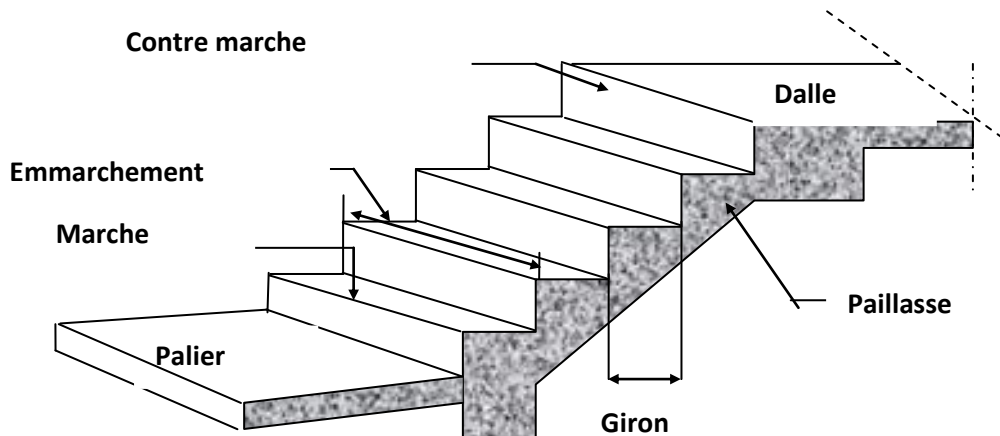


Figure II.2 « Les escaliers »

❖ **Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h)**

Pour le pré-dimensionnement de l'escalier, on utilise la formule de « **BLONDEL** » ayant l'expression suivante :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$$

Tel que : **g** : giron (la largeur de la marche).

h : hauteur de la contremarche.

Pour le bâtiment à usage d'habitation on a :

$$16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm} \quad \text{on prend : } h = 17\text{cm}$$

Donc $60\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$

$$60-2 \times 17 \leq g \leq 65-2 \times 17$$

$$26\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm} \quad \text{on prend : } g = 28\text{cm}.$$

❖ **Calcul du nombre de marches (n) et de l'épaisseur de la paillasse et du palier**

➤ **Niveau (RDC):**

✓ **Le nombre de marche** : $n = \frac{H_{rdc}}{h} = \frac{408}{17} = 24 \dots \dots \dots n = 24 \text{ marches.}$

✓ **L'épaisseur de la paillasse** : on à $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

1^{er} volet : on a $L = 14 \times 28 = 392$ cm.

$$\text{Donc} \quad \frac{392}{30} \leq \mathbf{ep} \leq \frac{392}{20}$$

$$13.06 \text{ cm} \leq \mathbf{ep} \leq 19.6 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{ep} = \mathbf{15cm.}$$

2^{ème} volet : on a $L = 8 \times 28 = 224$ cm.

$$\text{Donc} \quad \frac{224}{30} \leq \mathbf{ep} \leq \frac{224}{20}$$

$$7.46\text{cm} \leq \mathbf{ep} \leq 11.2\text{cm} \quad \text{on prend } \mathbf{ep} = \mathbf{15cm.}$$

Conclusion : on prend l'épaisseur maximale entre les deux volets tel que $\mathbf{ep=15 cm}$.

$$\checkmark \quad \mathbf{L'épaisseur du palier} : \quad e \geq \max \left[\frac{l}{30} ; 10 \text{ cm} \right]$$

$$\text{Nous avons :} \quad \mathbf{tang} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{238}{392} =$$

$$\alpha = 31.26$$

$$\mathbf{sin}(31.26) = \frac{H}{l} \quad \rightarrow \quad l = \frac{H}{\mathbf{sin}(31.26)} = \frac{238}{0.52} = \mathbf{457.69cm}$$

$$e \geq \max \left[\frac{457.69}{30} ; 10 \text{ cm} \right]$$

$$e \geq \max [15.25\text{cm} ; 10 \text{ cm}]$$

Donc l'épaisseur du palier est $\mathbf{e} = \mathbf{15 cm}$.

➤ **Etage courant:**

$$\checkmark \quad \mathbf{Le nombre de marches} : \quad \mathbf{n} = \frac{H_{et}}{h} = \frac{306}{17} = 18 \dots \dots \dots \mathbf{n} = 18 \text{ marches.}$$

$$\checkmark \quad \mathbf{L'épaisseur de la pailasse} : \text{ on a } \frac{L}{30} \leq \mathbf{ep} \leq \frac{L}{20}$$

1^{er} volet : on a $L = 10 \times 28 = 280$ cm.

$$\text{Donc} \quad \frac{280}{30} \leq \mathbf{ep} \leq \frac{280}{20}$$

$$9.33\text{cm} \leq \mathbf{ep} \leq 14 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{ep} = 15\text{cm.}$$

2^{ème} volet : on a $L = 8 \times 28 = 224$ cm.

Donc
$$\frac{224}{30} \leq ep \leq \frac{224}{20}$$

$$7.46\text{cm} \leq ep \leq 11.2\text{cm} \quad \text{on prend } ep = 15\text{cm}.$$

Conclusion : on prend l'épaisseur maximale entre les deux volets tel que $ep = 15$ cm.

✓ **L'épaisseur du palier :** $e \geq \max \left[\frac{L}{30} ; 10 \text{ cm} \right]$

Nous avons :
$$\text{tang } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{280}$$

$$\alpha = 31.26^\circ$$

$$\sin(31.26) = \frac{H}{l} \quad \rightarrow l = \frac{H}{\sin(31.26)} = \frac{170}{0.52} = 326.92\text{cm}$$

$$e \geq \max \left[\frac{238.5}{30} ; 10 \text{ cm} \right]$$

$$e \geq \max [10.89\text{cm} ; 10 \text{ cm}]$$

Donc l'épaisseur du palier est $e = 15$ cm.

II.2.3. Les balcons :

Le balcon sera considéré comme une console en béton armé coulée sur place, encastree dans la poutre de chinage. Le calcul se fait à la flexion simple.

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L/10 ; \text{ avec } L : \text{ largeur de balcon.}$$

$$e \geq 140/10 = 14 \text{ cm}$$

on prend : $e = 15$ cm.

II.3 : Pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux

II.3.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré- dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

➤ Poutre principal (P.P)

L=3.40m

- $L/15 \leq h \leq L/10$ (ArtA64614.BAEL)
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$
- $22.66\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}$ on adopter **h = 35cm**.
- $12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$ on adopter **b = 25cm**.

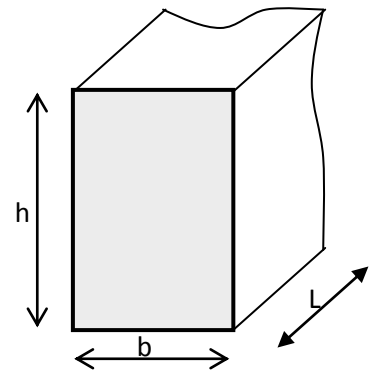


Figure II.3 « Dimensions de poutre »

Conclusion: les démentions des poutres principales (P.P) sont (25cm X 35cm).

➤ Poutre secondaire (P.S)

- $L/15 \leq h \leq L/10$ (ArtA64614.BAEL)
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Nous avons **L=3.30m**.

$22.\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$on adoptera **h = 35cm**.

$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$on adoptera **b = 25cm**.

Conclusion: les démentions des poutres secondaire (P.S) sont (25cm X 35cm).

❖ Vérification selon (RPA99) modifié en 2003 :

- $h \geq 30\text{cm}$ cv
- $b \geq 20\text{cm}$cv
- $h/b \leq 4\text{cm}$ cv

II.3.2. Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité à la compression simple Centré ; par un calcul basé sur la descente des charges.

On mènera le calcul à ELU et les vérifications selon RPA 99 version 2003

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de RPA.99

$$\begin{cases} \min[b_1 ; h_1] \geq 25\text{cm} \\ \min[b_1 ; h_1] \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

➤ Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.

- *Plancher terrasse*

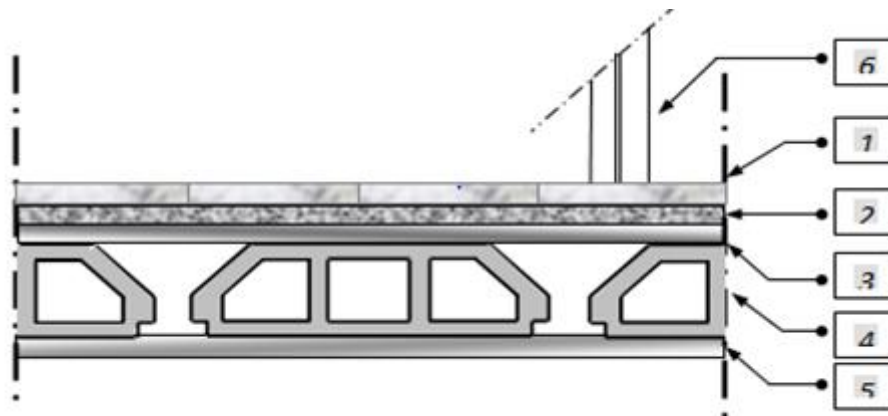


Figure II.4 : Plancher étage courants (corps creux)

Tableau II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible

Eléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaique (kn/m ²)
1) carrelage	20	2	0.4
2) Mortier de pose	20	2	0.4
3) Lit de sable	18	3	0.36
4) Plancher en corps creux	-	(16+4)	2.8
5) Enduit en plâtre	10	2	0.2
Total		G = 4.16KN/m²	
		Q = 1.5KN/m²	

- *Plancher courant*

Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher courant

Eléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaique (kn/m ²)
1) carrelage	20	2	0.4
2) Mortier de pose	20	2	0.4
3) Lit de sable	18	3	0.36
4) Plancher en corps creux	-	(16+4)	2.8
5) Enduit en plâtre	10	2	0.2
6) Cloison de séparation	10	10	1
Total		5.16 KN/m²	

✓ Charge d'exploitation du plancher étage courant : **Q= 1.50 KN/m²**

✓ Pour le RDC : **Q= 4 KN/m²**

✓ Pour le 1^{er} étage **Q= 2.5 KN/m²**

- *Plancher courant*

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher dalle plein

Eléments constituant	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
<i>Carrelage</i>	2	20	0.4
<i>Mortier de pose</i>	2	20	0.4
<i>Lit de sable</i>	2	18	0.36
<i>Dalle plein</i>	15	25	3.75
<i>Isolation en brique</i>	/	/	1
<i>Enduit en plâtre</i>	2	10	0.2
Total		G = 6.11KN/m²	

- *Mur extérieur*

Tableau II.4 : Evaluation des charges du mur extérieur

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (Cm)</i>	<i>Masse volumique (KN/m³)</i>	<i>Charge permanente KN/m²</i>
<i>Brique creuse extérieure</i>	10	9	0.9
<i>Brique creuse intérieure</i>	10	9	0.9
<i>Enduit en plâtre</i>	2	10	0.2
Revêtement en Ciment	2	20	0.4
Total		$G = 2.4KN/m^2$	

- *Mur intérieur*

Tableau II.5 : Evaluation des charges du mur intérieur

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (Cm)</i>	<i>Masse volumique (KN/m³)</i>	<i>Charge permanente KN/m²</i>
<i>Brique creuse intérieure</i>	10	9	0.9
<i>Revêtement en plâtre</i>	2	20	0.4
Total		$G = 1.3KN/m^2$	

- *Charges et surcharges aux niveaux des escaliers*

➤ *Au niveau du palier*

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (Cm)</i>	<i>Masse volumique (KN/m³)</i>	<i>Charge permanente KN/m²</i>
<i>Carrelage</i>	2	20	0.44
<i>Mortier de pose</i>	2	20	0.4
<i>Lit de sable</i>	2	18	0.34
<i>Dalle en B A</i>	15	25	3.75
<i>Enduit en plâtre</i>	2	20	0.2
Total		$G = 5.13KN/m^2$	
		$Q = 2.50KN/m^2$	

Tableau II.6 : Evaluation des charges du palier

➤ *Au niveau de la volée*

Matériaux	Epaisseur (Cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente KN/m ²
<i>Carrelage</i>	2	20	0.44
<i>Mortier de pose</i>	2	20	0.4
<i>Lit de sable</i>	2	18	0.36
<i>Marche</i>	h = 17	25	2.13
<i>Paillasse</i>	15	25	3.75
<i>Enduit en plâtre</i>	1	20	0.2
<i>Garde de corps</i>	1	10	1
G=7.69KN/m²			
Q=2.5KN/m²			

Tableau II.7 : Evaluation des charges du volée

• *Charges et surcharges au niveau des balcons*

Matériaux	épaisseur (cm)	d (KN/m ³)	G (KN/m ²)
<i>Carrelage</i>	2	2000	40
<i>Mortier de pose</i>	2	2000	40
<i>Lit de sable</i>	2	1800	36
<i>Dalle en B A</i>	15	2500	3.75
<i>Enduit en ciment</i>	2	2000	0,4
G = 5.31KN/m²			
Q= 3.5 KN/m²			

Tableau II.8 : Evaluation des charges du balcon

➤ **Dimensionnement selon BAEL**

$$Br \geq \frac{k*\beta*Nu}{\frac{\theta*fbu}{0.9} + \frac{0.85*Fed}{100}} ; Br = (a - 0.02)(a - 0.02)$$

- K = 1.
- θ = 1.

- β = $\begin{cases} 1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots\dots\dots \text{Si : } \lambda \leq 50 \\ 0.85 * \frac{\lambda^2}{1500} & \dots\dots\dots \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$

- $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$.
- $F_{ed} = 348 \text{ Mpa}$

Pour tous les armateurs participant à la résistance, on prend : $\lambda = 35$

$$\beta = 1 + 0.2 (35/35)^2 = 1.2$$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu}{\frac{1 \cdot 14.2}{0.9} + \frac{0.85 \cdot 348}{100}}$$

$$Br \text{ (m}^2\text{)} \geq 0.064Nu \text{ (MN)}$$

$$Br \text{ (cm}^2\text{)} \geq 640Nu \text{ (MN)}$$

N_u : effort normal ultime sollicitant le poteau :

$$Nu = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

➤ Détermination de la section :

Pour une section rectangulaire $B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$:

$$a \geq l_f / 10$$

$$b \leq \frac{B_r}{(a - 0.02)} + 0.02m$$

$$B_r \text{ en m}^2$$

$$l_f \text{ en m}$$

$$L_f : \text{ longueur de flambement } L_f = 0.7 L_0$$

❖ Loi de dégression

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

Ce qui donne :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- **n** : Nombre d'étage ;
- **Q₀** : Charge d'exploitation sur la terrasse ;
- **Q₁ + Q₂ + + Q_n** : Charges d'exploitation des planchers courants.

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau des plancher	Charge d'exploitations	La valeur des charges	Σ Charge d'exploitations
<i>Ter</i>	Q ₀	1	Q ₀
<i>P6</i>	Q ₁	1,5	Q ₀ +Q ₁
<i>P5</i>	Q ₂	1,5	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)
<i>P4</i>	Q ₃	1,5	Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)
<i>P3</i>	Q ₄	1,5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)
<i>P2</i>	Q ₅	1,5	Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)
<i>P1</i>	Q ₆	2,5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ + Q ₆)
<i>RDC</i>	Q ₇	3,5	Q ₀ +0,71(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ + Q ₆ +Q ₇)
<i>S-S</i>	Q ₈	1,5	Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₁₂ +Q ₁₃)

Poteau central :

La surface revenant au poteau central est :

$$S = \frac{3.40+3.40}{2} \times \frac{3.30+3.26}{2} = 11.15 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (15%) est : $S' = S \times 1.15 \Rightarrow S' = 12.82 \text{ m}^2$

Tableau II.10: Charges permanentes et charges d'exploitation de poteau

Niveaux	Elément	G(Kn/m ²)	Q(Kn/m ²)
6-6	Plancher terrasse	12.82x4.16=53.331	1.5x12.82=19.23 Q=19.23
	Poutre principale	(0.30x0.40)x25x3.40=10.02	
	Poutre secondaire	(0.30x0.40)x25x3.28=9.82	
		G = 73.171	
5-5	Plancher courant	12.82 x 5.16=66.15	1.5x12.82=19.23
	Poutre principale	(0.30x0.40)x25x3.40=10.02	
	Poutre secondaire	(0.30x0.40)x25x3.28=9.82	
	poteau	(0.3x0.3)x25x3.06= 6.88	Revenant terrasse
	Revenant terrasse	73.171	19.23
		G = 166.041	Q = 38.26
4-4	Plancher courant	12.82 x 5.16=66.15	1.5x12.82=19.23
	Poutre principale	(0.30x0.40)x25x3.40=10.02	
	Poutre secondaire	(0.30x0.40)x25x3.28=9.82	Revenant 6-6
	poteau	(0.3x0.3)x25x3.06= 6.88	38.26
	Revenant 6-6	166.041	
		G = 252.031	Q = 55.57
3-3	Plancher courant	12.82 x 5.16=66.15	1.5x12.82=19.23
	Poutre principale	(0.30x0.40)x25x3.40=10.02	
	Poutre secondaire	(0.30x0.40)x25x3.28=9.82	
	poteau	(0.3x0.3)x25x3.06= 6.88	Revenant 5-5
	Revenant 5-5	252.031	55.57
		G = 338.021	Q = 69.24
2-2	Plancher courant	12.82 x 5.16=66.15	1.5x12.82=19.23
	Poutre principale	(0.30x0.40)x25x3.40=10.02	

	Poutre secondaire Revenant 4-4	$(0.30 \times 0.40) \times 25 \times 3.28 = 9.82$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 338.021 G = 424.011	Revenant 4-4 69.24 Q = 78.09
1-1	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire poteau Revenant 3-3	$12.82 \times 5.16 = 66.15$ $(0.30 \times 0.40) \times 25 \times 3.40 = 10.02$ $(0.30 \times 0.40) \times 25 \times 3.28 = 9.82$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 424.011 G = 510.18	$1.5 \times 12.82 = 19.23$ Revenant 5-5 78.09 Q = 81.70
RDC	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 2-2	$12.82 \times 5.16 = 66.15$ $(0.30 \times 0.40) \times 25 \times 3.40 = 10.02$ $(0.30 \times 0.40) \times 25 \times 3.28 = 9.82$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 3.06 = 6.88$ 510.18 G = 603.05	$2.5 \times 12.82 = 32.05$ Revenant 2-2 81.70 Q = 93.32
SOUS-SOL	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 1-1	$12.82 \times 5.16 = 66.15$ $(0.30 \times 0.40) \times 25 \times 3.40 = 10.02$ $(0.30 \times 0.40) \times 25 \times 3.28 = 9.82$ $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times 4.08 = 9.18$ 603.05 G = 698.22	$3.5 \times 12.82 = 51.28$ Revenant 1-1 93.32 Q = 117.54

Tableau II.11 : Calcul de l'effort normal ultime des poteaux

Etage	G	Q	Nu (kn/m ²)	Br (cm ²)	a x b (cm. cm)	a x b (selon RPA)	a x b choix
6	73.171	19.23	127.62	81.67	21.42.x6.16	(30x30)	(35x45)
5	166.04	38.26	281.54	180.18	21.42x11.19	(30x30)	(35x45)
4	252.03	55.57	423.59	271.10	21.42x15.83	(30x30)	(35x45)
3	338.02	69.24	560.18	358.51	21.42x20.29	(30x30)	(40x50)
2	424.011	78.09	689.54	441.31	21.42x24.51	(30x30)	(40x50)
1	510.18	81.70	861.51	551.36	21.42x30.13	(30x30)	(40x50)
RDC	603.05	93.32	954.09	610.62	28.56x24.99	(30x30)	(40x50)
s-s	698.22	117.54	118.90	716.10	14x59.66	(30x30)	(40x50)

- **Vérification des poteaux aux exigences de l'RPA 2003**

L'article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b, h)} \geq 30$$

$$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b / h \leq 4$$

- **Tableau II.12 : Vérification du RPA**

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
35x45	$\text{Min (b, h)} \geq 30$	$\text{Min (b, h)} = 35$	<i>Condition vérifiée</i>
	$\text{Min (b, h)} \geq (h_e / 20)$	$(h_e / 20) = 15.3$	<i>Condition vérifiée</i>
	$1/4 < b/h < 4$	$(b / h) = 0.77$	<i>Condition vérifiée</i>
40x50	$\text{Min (b, h)} \geq 30$	$\text{Min (b, h)} = 40$	<i>Condition vérifiée</i>
	$\text{Min (b, h)} \geq (h_e / 20)$	$(h_e / 20) = 15.3$	<i>Condition vérifiée</i>
	$1/4 < b/h < 4$	$(b / h) = 0.8$	<i>Condition vérifiée</i>

- **Vérification au flambement :** On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$

On a :

- $L_f = 0.7 \cdot l_0$ (la hauteur de poteau)
- $\lambda = L_f / i$ (l'élancement)
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale)

La section	$L_f(m)$	i	λ	$\lambda < 50$
35x45	2.14	0.115	18.60	vérifiée
40x50	2.85	0.144	19.79	Vérifiée

II.3.3. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre à la fondation. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA99 version 2003 art 7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) (figure 2.4) l'art 7.7.1, RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure 2.4

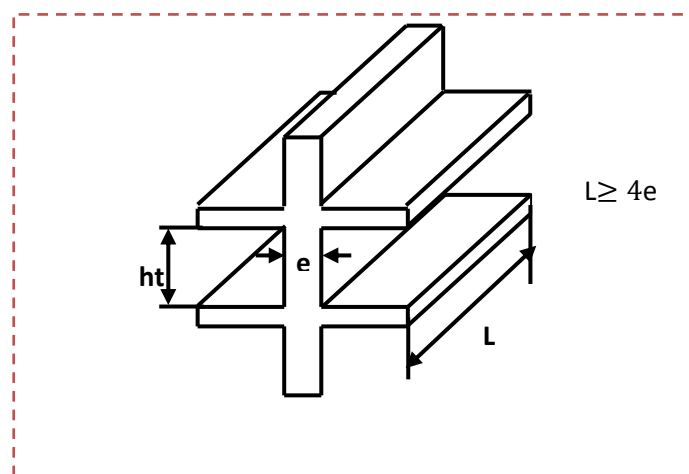


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation

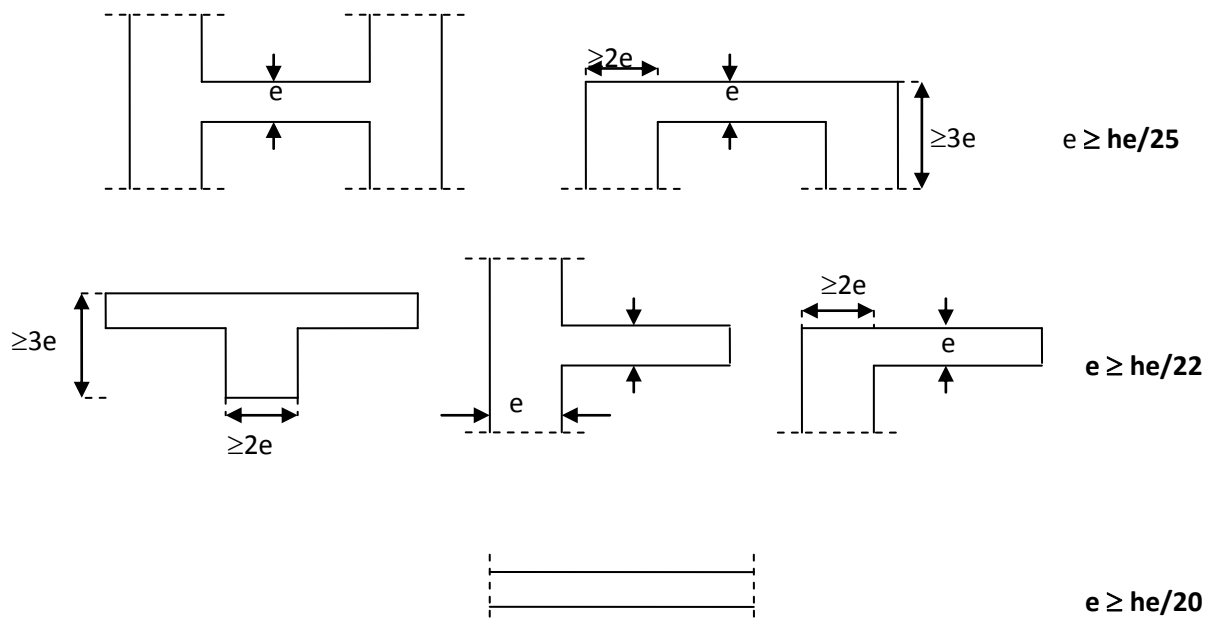


Figure II.6 : Coupe du voile en plan

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

➤ Pour le RDC : $h_e = 4.08m$

$$e \geq (16.32, 18.54, 20.4) \text{ cm}$$

On adopte Alors : $e = 20 \text{ cm}$

➤ Pour le étage courant : $h_e = 3.06m$

$$e \geq (12.24, 13.90, 15.3) \text{ cm}$$

On adopte Alors : $e = 20 \text{ cm}$

chapitre 3

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont : les escaliers, l'acrotère, le balcon, la salle machine ...etc.

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastré à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

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.

III.1.1. Dimension de l'acrotère

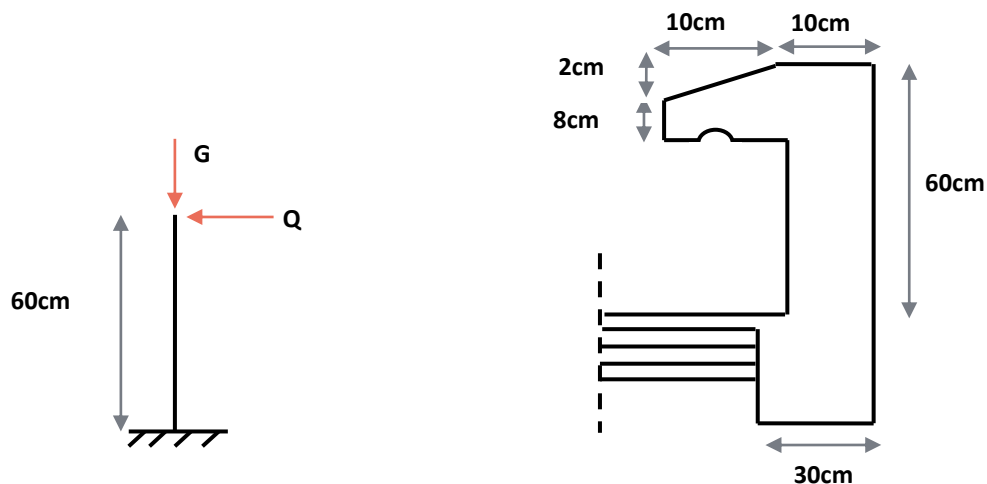


Figure III.1 : coupe verticale de l'acrotère

a) Schéma statique:

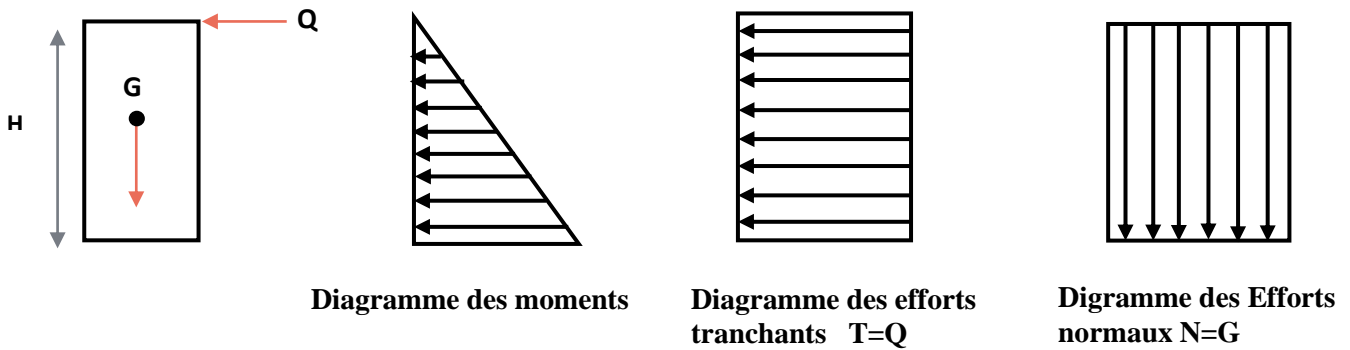
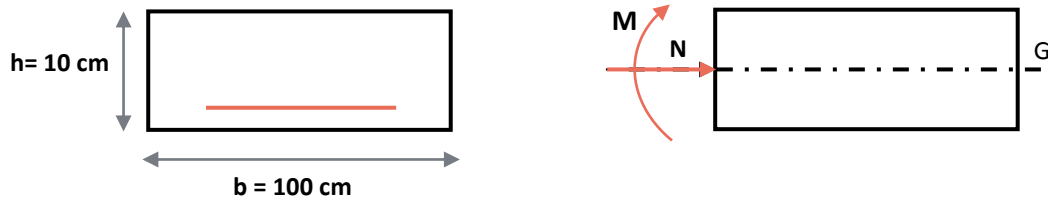


Figure III.2 : schéma statique de l'acrotère.

b) Détermination des sollicitations:



- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ KN/ml} \\ S = 0.069 \text{ m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow G = 1.72 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.72 \text{ KN}$
- La force sismique F_p :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

Ou :
$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

$A = 0.25$ (zone sismique II_a).

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003).

$W_p = 1.72$ KN/ml.

Donc :

$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.72 = 1.37$ KN/ml.

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1$ KN
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 0.6$ KN

c) Combinaison de sollicitation

➤ **A L'ELU:**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times N_G = 2.32 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M_Q = 0.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **A L'ELS :**

$$\begin{cases} N_s = N_G = 1.72 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.1 : les combinaisons de sollicitation

	N (KN)	M (KN. m)
Etat limite ultime	2.32	0.9
Etat limite service	1.72	0.6

III.1.2. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (**1ml**). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (**$b \times h$**) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h armatures tendues - **c** : Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des.

a) Calcul des armatures à L'ELU

❖ Position du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.9 \times 10^2}{2.32} = 38.79 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 39$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c <$$

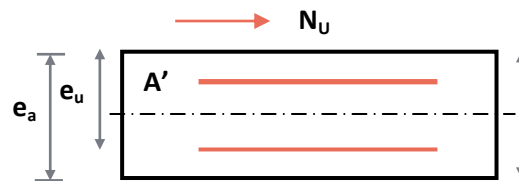


figure3 : position du centre de pression

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif **M_f**, puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcule en flexion simple❖ **Moment fictif**

$$\begin{cases} N_u = 2.32 \text{ KN} \\ M_f = N_u \times e_f \end{cases} \Rightarrow e_f = e_u + h/2 - c = 39 + 10/2 - 2 = 42 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.32 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^{-3}}{1 \times (0.8)^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0.371$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{0.97}{0.6} = 1.61$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$ La section est simplement armée, donc : $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

❖ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.011)})$$

$$= 0.0138$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.994$$

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

$$A_f = \frac{0.97 \times 10}{0.994 \times 0.08 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

c) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.38 - \frac{2.32 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELU

a) *Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)*

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min.}$$

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{e_s - 0,45.d}{e_s - 0,185.d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,445 \times 8}{35 - 0,185 \times 8}$$

$$A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\begin{cases} e_s = \frac{MS}{NS} = \frac{0,6}{1,72} = 0,35 \text{ m} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 (f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$A_s = 0,31 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

\Rightarrow Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

\Rightarrow Répartie sur 60 cm de hauteur, avec un

espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

b) *Vérification au cisaillement: (Art III.2 / BAEL 91):*

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ Avec : } V_u = Q \times 1,5 = 1 \times 1,5 = 1,5 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0,018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10,048 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 1005} = 0.020 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.020 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.46 \text{ MPa} \implies$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

a) Dans le béton:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie}) \\ y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

- **Position de l'axe neutre**

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0 \implies Y = 1.91 \text{ cm.}$$

- **Calcul de Moment d'inertie I**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2 \right] \quad I = 1350.46 \text{ cm}^4$$

$$D'où : K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 44.42 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0191 \times 44.42 = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

b) Dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour des HA > 6 mm

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226.6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}, 201.6 \text{ MPa}) \right\}$$

$$\implies \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d-y) \quad \text{Tel que } n = 15.$$

$$\sigma_s = 44.64 \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'écartement des barres:

- **Armatures verticales**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 40\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d) *Vérification au flambement*

- **Calcul de l'élanement**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{i}$$

Avec :

λ : Elancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

A : Section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 L_0 = 2H = 2(0.6) = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

- **Vérification à l'élanement**

$$\lambda \leq \max [50; \min (\frac{67e_u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (261.3 ; 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

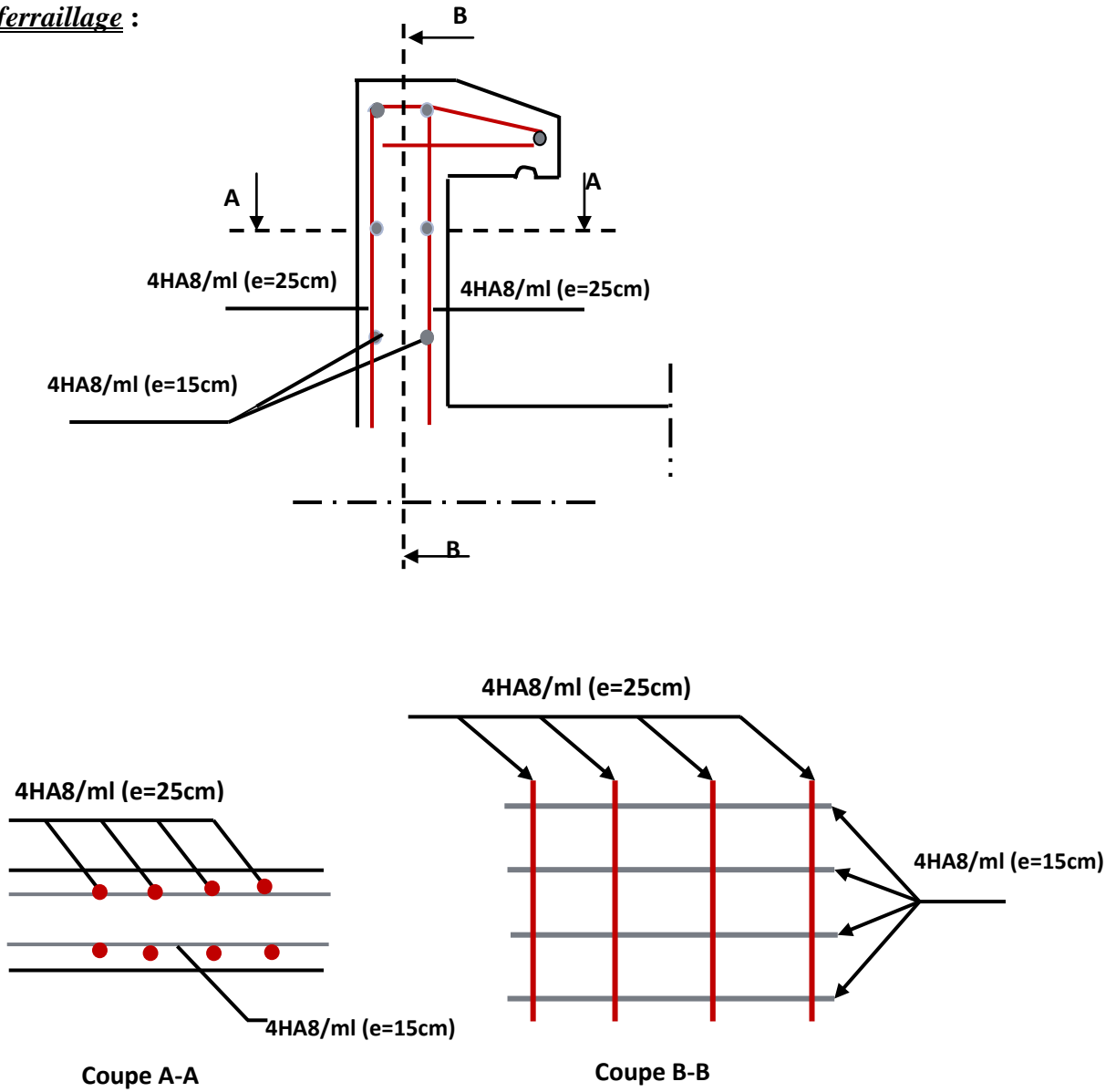


Fig III.3 : Schémas de ferrailage de l'acrotère

III.2. Etude d'escaliers

III.2.1. Introduction

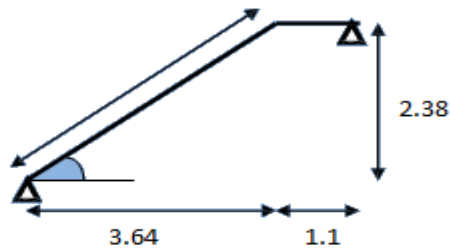
Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué de deux paillas, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

III.2.2. Type d'escalier

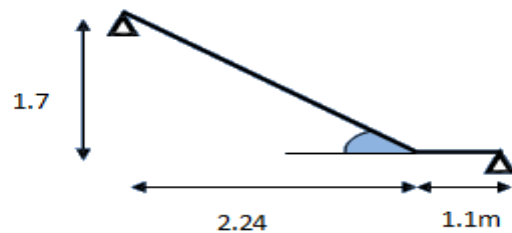
Notre ouvrage comporte types d'escaliers :

➤ 1^{er} type



Modélisation de 1^{er} volet.

➤ 2^{ème} type



Modélisation de 2^{ème} volet.

NB : on fait les calculs sur le volet le plus sollicité. Dans notre ouvrage, le type le plus sollicité c'est le type n°2.

Calcul des sollicitations Type 1

Tableau III.1. Les charges permanentes et les charges d'exploitation de Paillasse et Palier

Les charges	Paillasse	Palier
Charge permanente G [KN/m ²]	7.69	5.13
Charge d'exploitation Q [KN/m ²]	2.5	2.5

❖ Combinaisons des charges :

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **Paillasse** : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.69) + (1.5 \times 2.5) = 14.13 \text{ KN/m}$.
- **Palier de repos** : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.13) + (1.5 \times 2.5) = 10.67 \text{ KN/m}$

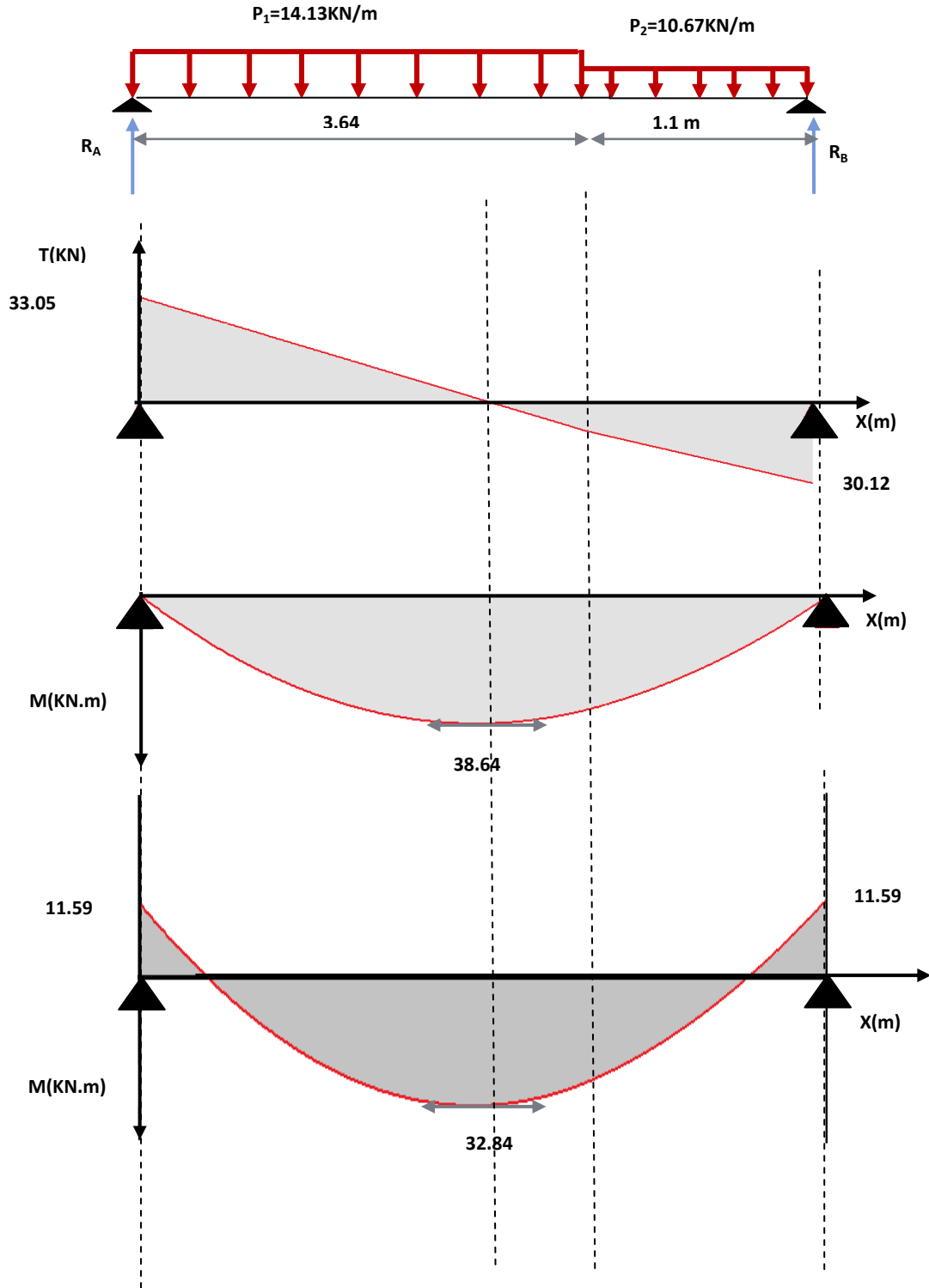
➤ à L'ELS :

$$P_s = G + Q$$

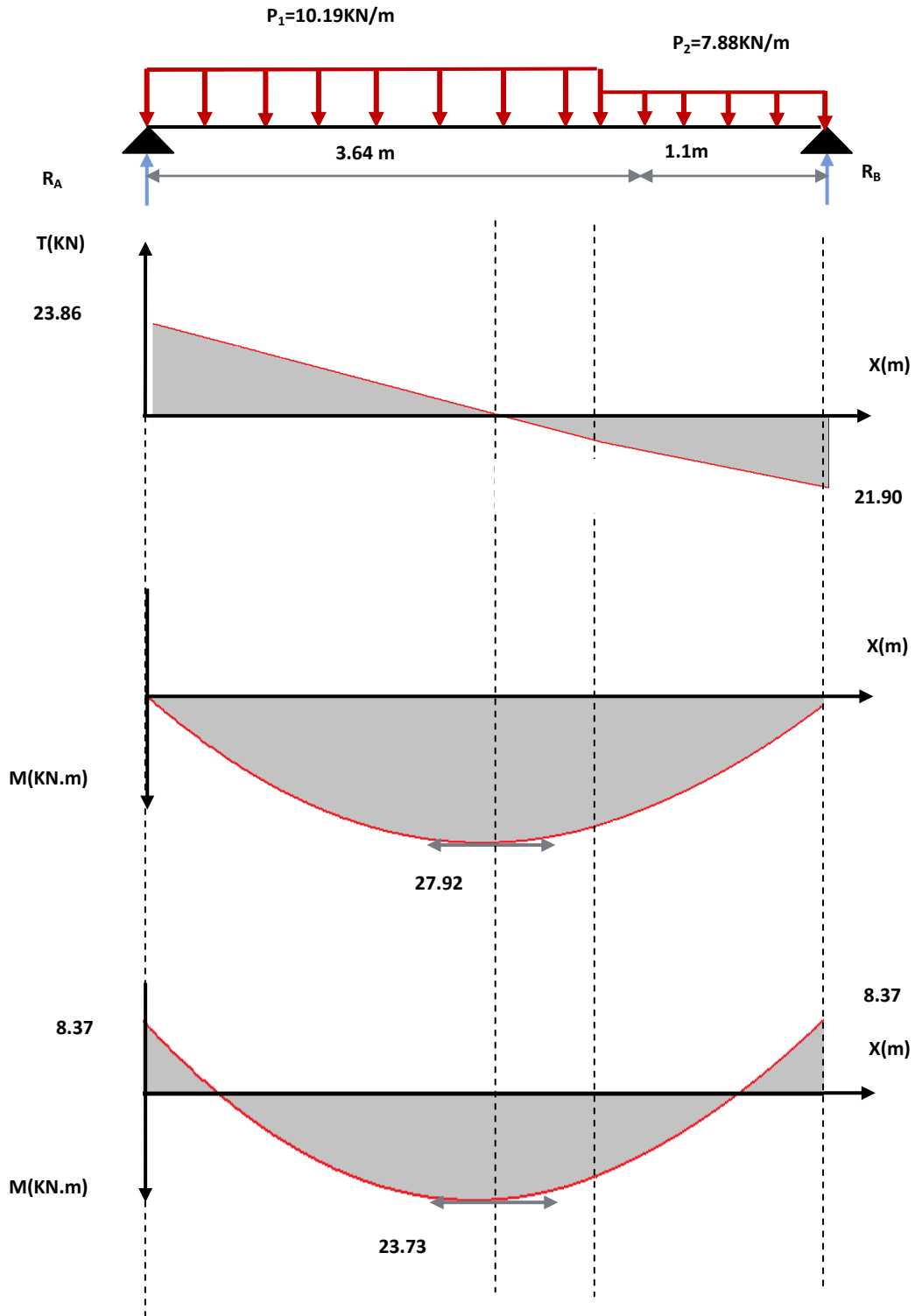
- **Paillasse** : $P_s = G + Q = 7.69 + 2.5 = 10.19 \text{ kN/m}$
- **Palier de repos** : $P_s = G + Q = 5.13 + 2.5 = 7.63 \text{ KN/m}$

Diagramme des efforts internes

➤ à L'ELU :



à L'ELS:



Sollicitations de calcul.

Le tableau suivant résume l'ensemble des sollicitations maximales qu'il faut prendre en compte pour dimensionner cette partie de l'escalier.

Tableau III.2 : les sollicitations de calcul pour l'escalier à trois volets.

Sous la Combinaison	ELU	ELS
Moment fléchissant max [kN.m]	38.64	27.92
Effort tranchant max [kN]	33.05	23.86

NB : on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée, tel que :

ELU :

$$\begin{cases} M_{app} = 0.3 M_{max} \\ M_{tr} = 0.85 M_{max} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{app} = 11.59 \text{ KN.m} \\ M_{tr} = 32.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_{app} = 0.3 M_{max} \\ M_{tr} = 0.85 M_{max} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{app} = 8.37 \text{ KN.m} \\ M_{tr} = 23.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.2.3.ferraillage**Calcul à l'ELU**

❖ **En travée**

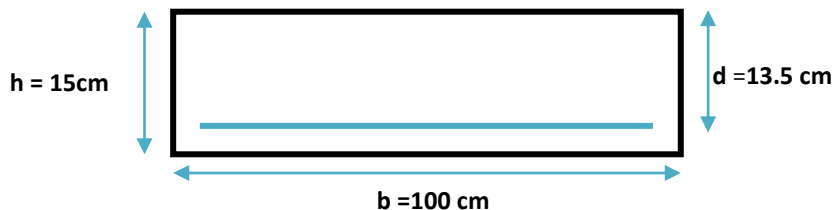
$$M_t = 32.84 \text{ KN.m}$$

➤ **armature principale**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur



$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; c=c'=3\text{cm} ; d=13.5\text{cm}$$

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

$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.84}{1 \times 0.135^2 \times 14200} = 0.126 < \mu_r = 0.391$ (acier FeE400), donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.16$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32.84}{0.96 \times 0.135 \times 348000} = 7.28 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 7.7 \text{ cm}^2$ le choix des armatures principales c'est **5HA14**

➤ **espacement :**

$$\text{esp} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

on prend : **esp = 20 cm**

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 2.51 \text{ cm}^2$ Le choix des armatures de répartition c'est **5HA8** avec **esp = 20 cm**

❖ **En appuis**

➤ **Armature principal**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.59}{1 \times 0.135^2 \times 14200} = 0.044 < \mu_r = 0.391$$
 (acier FeE400)

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.59}{0.98 \times 0.135 \times 348000} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 4.71 \text{ cm}^2$ le choix des armatures principales c'est **6HA10**

➤ **espacement**

$$\text{esp} = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

on prend : **esp = 15 cm**

➤ **armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 2.51$ Le choix des armatures de répartition c'est **5HA8** avec **esp = 20 cm**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 100 * 13.5 * \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \\ A_t = 7.7 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ **Répartition des barres**

➤ **Armatures principales**

$$St < \min (3h ; 33) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartitions**

$$St < \min (4h ; 45) = \min (60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Telle que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{la contrainte dans béton}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{la contrainte dans l'acier}$$

Position du centre de gravité de la section y:

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Position du centre de gravité de la section y :

$$Y = \frac{15(7.7)}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 * 13.5}{7.5 * 7.7}} - 1 \right] = 4.54 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{(100)(4.54)^3}{3} + 15[7.7(13.5 - 4.54)^2] = 12391.74 \text{ cm}^4$$

➤ **En travée**

$$M_{ser} = 23.73 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{23.73 * 10^6}{12391.74 * 10^4} (45.4) = 8.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.69 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 15 \frac{23.73 * 10^6}{12391.74 * 10^4} (135 - 45.4) = 257.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 257.37 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis**

D'après logiciel de la RDM : $M_{ser} = 8.37 \text{ KN.m}$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{8.37 * 10^6}{12391.74 * 10^4} (45.4) = 3.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.06 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{8.37 * 10^6}{12391.74 * 10^4} (135 - 45.4) = 90.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 90.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Vérification cisaillement béton

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{33.05 \times 10}{100 \times 13.5} = 0,24 < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la compression du béton de l'appui

$$V_u < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad \text{avec } a = 0,9 \times d = (0.9) \times (13.5) = \mathbf{12.15 \text{ cm}} \text{ (longueur de l'appui).}$$

$$V_{u \max} = \mathbf{33.05 \text{ kN.}}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 12.15 \times 10 = 810 \text{ kN.}$$

$$V_u = 33.05 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 810 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification les armatures longitudinales

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e}$$

$$A_s = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 33.05 \text{ kN.m}$$

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 33.05 \times 10}{400} = 0.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.05 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 226.08} = 1.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres.

Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t,ser}}{M_{0,ser}} \quad \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t,service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0,service}$: Le moment statique à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

Vérification des conditions

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{464} = 0,032 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{464} = 0,032 < \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{23.73}{27.92} = 0.085 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7.7}{100 \times 13.5} = 5.7 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

➤ Calcul de la flèche

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{464}{500} = 0.92\text{cm}$$

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}}; f_v = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

Le moment d'inertie fictif

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s}, 0 \right) \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{A_s \times d}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

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

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.3.Vérification de la flèche de l'escalier :

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
32283	0.0057	4.18	1.67	0.32	12091.01	6855.46	0.231	0.39

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}} = \frac{23.73 \cdot 464}{10} = 0.378$$

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.811 - 0.378 = 0.159$$

$\Delta F = 0.159 < \bar{f} = 0.47 \Rightarrow$ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

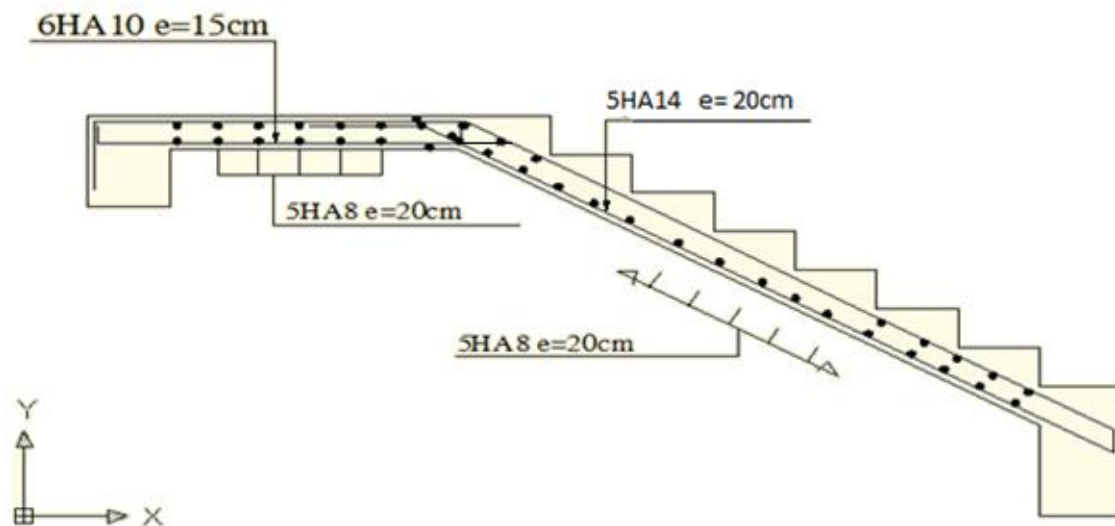


Figure III.4 : Schéma ferrailage de l'escalier.

III.3. Calcul de la poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, est elle qui propose de palier de repos.

III.3.1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

et

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la poutre

D'où :

$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10}, \quad \Leftrightarrow \quad 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA99 (Art7.51), on adopte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Leftrightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

$$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.2. Détermination des charges et surcharges

La poutre palier sera sollicitée par :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0.35 \times 30 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.62 \text{ KN / ml}$$

Réaction du palier :

$$\text{ELU : } R_B = 33.05 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 23.86 \text{ KN}$$

Combinaison à considérée

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G + R_B = 1.35 \times 2.62 + 33.05 = 36.58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + R_B = 2.62 + 23.86 = 26.46 \text{ KN/ml}$$

Calcul à l'état limite ultime**Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{36.58 \times 3.30}{2} = 60.35 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 36.58 \times \frac{(3.3)^2}{8} = 49.79 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis} : M_a = 0.3 M_0 = 14.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées} : M_t = 0.85 M_0 = 42.32 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'état limite de service**Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{26.46 \times 3.3}{2} = 43.65 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 26.46 \times \frac{(3.3)^2}{8} = 36.01 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$\text{Aux appuis} : M_a = 0.3 M_0 = 10.80 \text{ N.m}$$

$$\text{En travées} : M_t = 0.85 M_0 = 30.6 \text{ KN.m}$$

III.3.3. Ferrailage**a) Calcul à l'ELU****➤ En travée**

$$M_t = 42.32 \text{ KN.m}$$

➤ armateur principale

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; c = c' = 3 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm}$$

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

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.32}{0.3 \times 0.315^2 \times 14200} = 0.10 < \mu_r = 0.391$ (acier FeE400), donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.132$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.947$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.32}{0.947 \times 0.315 \times 348000} = 4.07 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 4.62 \text{ cm}^2$ le choix des armatures principales c'est **3HA14**

➤ **En appuis**

$$M_a = 14.93 \text{ KN.m}$$

➤ **Armature principal**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.93}{0.3 \times 0.315^2 \times 14200} = 0.035 < \mu_r = 0.391$$
 (acier FeE400)

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.93}{0.98 \times 0.315 \times 348000} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 3.39 \text{ cm}^2$ le choix des armatures principales c'est **3HA12**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 * 30 * 31.5 * \frac{2,1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.34 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.34 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Conditions vérifiées}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Telle que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{la contrainte dans béton}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{la contrainte dans l'acier}$$

Position du centre de gravité de la section y

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

Position du centre de gravité de la section y

$$Y = \frac{15(4.62)}{30} \times \left[\sqrt{1 + \frac{30 \cdot 31.5}{7.5 \cdot 4.62}} - 1 \right] = 9.97 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I

$$I = \frac{(30)(9.97)^3}{3} + 15[4.62(31.5 - 9.97)^2] = 42033.65 \text{ cm}^4$$

➤ **En travée**

$$M_{ser} = 30.6 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y ; \quad \sigma_{bc} = \frac{30.6 \cdot 10^6}{42033.65 \cdot 10^4} (99.7) = 7.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) ; \quad \sigma_s = 15 \frac{30.6 \cdot 10^6}{42033.65 \cdot 10^4} (315 - 99.7) = 235.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 235.10 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis**

$$\sigma_{bc} = 2.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) ; \sigma_s = 15 \frac{10.8 * 10^6}{42033.65 * 10^4} (315 - 99.7) = 82.97 MPa$$

$$\sigma_s = 82.97 MPa \leq \overline{\sigma_s} = 400 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales

$$St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (28.35; 40) = 28.35 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4 \quad ; \quad A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times 0.4}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On prend des $\emptyset 8$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

- **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.07}{30 \times 31.5} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0.106 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0.106 \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_u} = \frac{42.32}{497.9} = 0.085 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

- Tel que : M_t : Moment en travée.

M_u : Moment isostatique.

- **Vérification cisaillement béton**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{60.35 \times 10}{30 \times 31.5} = 0.63 < 3.33 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification appuis**

$$V_u < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad \text{avec } a = 0.9 \times d = (0.9) \times (31.5) = 28.35 \text{ cm .}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 25 \times 28.35 \times 10 = 47250 \text{ kN.}$$

$$V_u = 60.35 \text{ Kn} \leq \bar{V}_u = 47250 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification les armatures longitudinales**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 60.35 \text{ kN.m}$$

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 60.35 \times 10}{400} = 1.73 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

• **Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 131.88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{60.35 \times 10^3}{0.9 \times 283.5 \times 131.88} = 1.79 \text{ MPa .}$$

$\tau_{se} = 1.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres.

Conclusion :

Après tout vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armateur principal en travée : **3HA14 = 4.62cm²**

Armateur principal En appuis : **3HA12 = 3.39 cm²**

Armateur transversal un cadre **Ø8** et un étrier **Ø8**.



Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4. Etude des balcons

Le balcon travaille comme une console dalle pleine encastree à son extrémité au niveau de la poutre de rive. Avec une portée de 1.40 m et une épaisseur de 15cm.

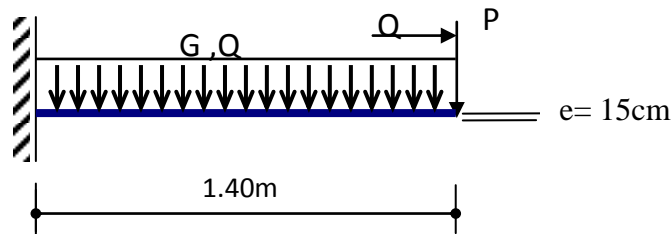


Figure III.6 : Schéma statique.

➤ Charge permanente

Pour une bande de 1 m ; $G = 5,31$ (KN/ml)

➤ Charge d'exploitation

$$Q = 3,50 \text{ (KN/ml)}$$

Evaluation des actions

- Epaisseur de la dalle $e = 15$ cm.
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - charges permanentes : $G_1 = 5.31 \text{ KN/ m}^2$.
 - surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ m}^2$.
 - charges de garde corps : $G_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$.
 - surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$.

III.4.1. Calcul des sollicitations

le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

• ELU

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.42 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.5 Q_2 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$p_u = 1.35 G_2 = 1.35 \text{ KN}$$

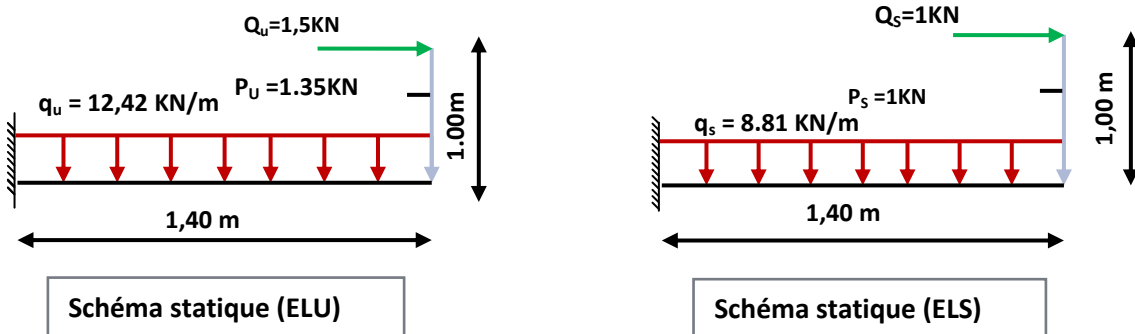
- **ELS**

$$q_s = G + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = Q_2 = 1 \text{ KN.}$$

$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN.}$$

- **Schéma statique de calcul**



III.4.2. Les moments et Les efforts tranchants

- **L'ELU**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p \times l + Q = 15.56 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + p = 18.73 \text{ KN}$$

- **L'ELS**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + p \times l + Q = 11.03 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times l + p = 13.33 \text{ KN}$$

III.4.3. Ferrailage

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable

En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur

- **Armatures longitudinales**

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.15m d'épaisseur.

$$M_u = 15.56 \text{ KN.m}$$

$$b = 1 \text{ m, } h = 15 \text{ cm, } d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{15.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.29$$

D'où: $\mu_{bu} = 0,060 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée –SSA-).

$\mu_{bu} < 0,275 \Rightarrow$ méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.135(1 - 0,6 \cdot 0,060) = 13 \text{ cm.}$$

$$A_U = \frac{M_U}{Z \times f_{ed}} = \frac{15.56 \times 10^3}{0.13 \times 348} = 3.43 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_u = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 20\text{cm}$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_r = 5\text{HA} 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ Avec : $st = 25\text{cm}$

III.4.4. Vérifications

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_l = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm} \\ A_r = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Alors la condition est vérifiée

➤ **Répartition des barres**

Armatures longitudinales

$$St < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures de répartition

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ [cm]}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 18.73 \text{ Kn}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.70$$

$$\tau_{se} = \frac{18.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.98 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{18.56 \times 10^3}{1000 \times 35} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes**

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)} \\ y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

• **Position de l'axe neutre**

$$by^2 + 30(A+A')y - 30(dA + d'A') = 0$$

$$1y^2 + 30(5.65 \cdot 10^{-4})y - 30[(0.135 \times (5.65 \cdot 10^{-4}))] = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0.072 \text{ m}$$

• **Calcul de Moment d'inertie I**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 7.20^3}{3} + 15 \cdot [5,65 \times (13.5 - 7.2)^2] \Rightarrow I = 15805.32 \text{ cm}^4$$

D'où : $K = \frac{11.03 \times 10^{-3}}{15805.32 \times 10^{-8}} = 69.78$

$$\sigma_{bc} = 69.78 \times 0.072 = 5.02 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \cdot \frac{12,85 \times 10^{-3}}{15805,32 \times 10^{-8}} \times (0.135 - 0.072) = 76,83 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \cdot \frac{11.03 \times 10^{-3}}{15805.32 \times 10^{-8}} (0.135 - 0.072) = 65.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots \dots \text{cv}$$

❖ **Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

2) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$

3) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$

1) $\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

2) $\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13,5} = 4,18 \cdot 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

3) $\frac{h}{\ell} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{12.85}{12.85} = 0.10 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

$\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} = 0.1 \dots \dots \dots \text{cv}$

Conclusion

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

Schéma de ferrailage pour le balcon

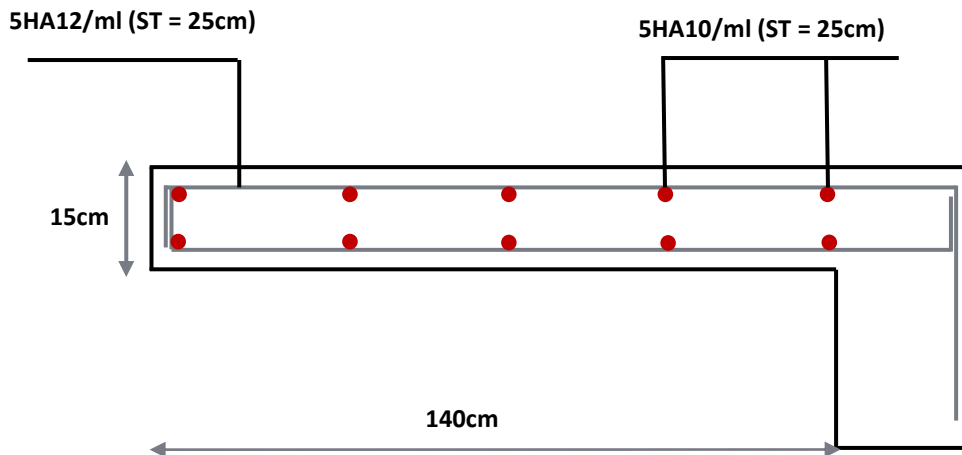


Figure III.7: Schéma de ferrailage pour le balcon

III.5 Calcul de plancher corps creux

➤ Introduction

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur $(16 + 4)$ avec une dalle de compression de 4 cm .

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm .
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm .
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

III.5.1. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/ml.$$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension

(5 × 6 × 200 × 200) mm².

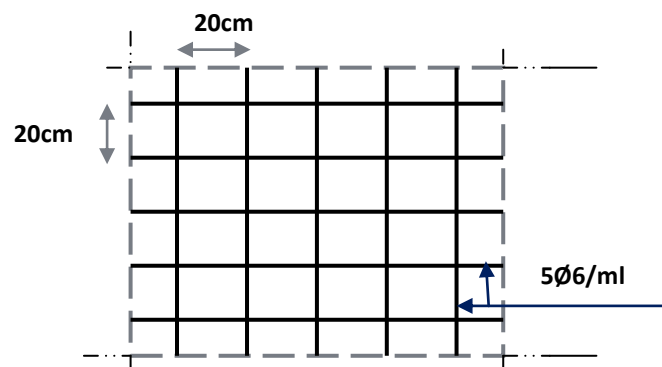


Figure III.8 Treillis soudés (20x20) cm²

III.5.2. Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

➤ *Pré-dimensionnement de la poutrelle*

❖ *Plancher à corps creux : $h = (16+4)$ cm*

$$0.4 h \leq b_0 \leq 0.6h \Rightarrow 0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.6 \times 20 \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$$

Soit $b_0 = 12$ cm

L_0 : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, avec :

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : La grande portée dans le sens des poutres secondaires,

$$L = 3.3 \text{ m}$$

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression,

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

avec : b : Largeur de la dalle de compression, avec :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_0}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

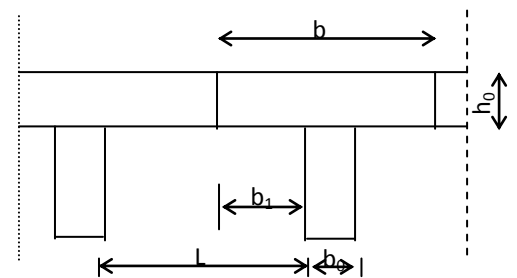
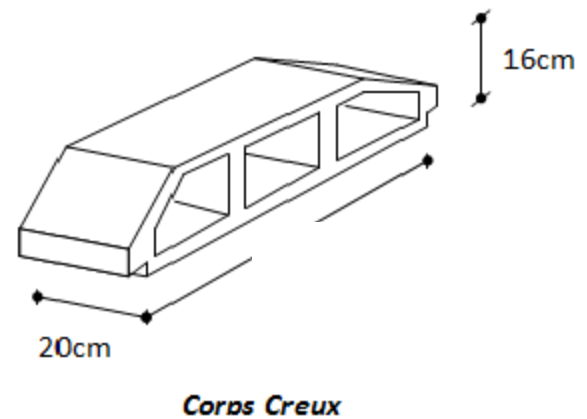


Figure III.9. : Dimensions de la poutrelle

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

❖ *Avant coulage de la dalle de compression*

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR B.C.22.).

◆ *Charges et surcharges*

<i>Charge permanente</i>	Poids propre des poutrelles	25x0.12x0.04=0.12KN/m
	Poids propre du corps	0.95x0.65=0.62KN/m
	Total	0.74KN/m
<i>Charge d'exploitation</i>	Main d'œuvre	1KN/ml

◆ *Combinaison des charges*

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

◆ *sollicitations de calcul*

● *Calcul du moment en travée*

$$M_u = q_u * \frac{l^2}{8} = 1.97 * \frac{3.3^2}{8} = 2.21 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s * \frac{l^2}{8} = 1.39 * \frac{3.3^2}{8} = 1.89 \text{ KN.m}$$

● *Calcul de l'effort tranchant*

$$T_U = \frac{q_u * l}{2} = \frac{1.97 * 3.3}{2} = 3.25 \text{ KN}$$

$$T_S = \frac{q_s * l}{2} = \frac{1.39 * 3.3}{2} = 2.29 \text{ KN}$$

◆ **Ferraillage à l'ELU**

$$b = 12\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 4\text{cm}, d = 0.9h$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.21 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.036^2 \times 14.2} = 1.001$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \text{ avec :}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.21}{1.89} = 1.17$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \times 1.17 + 49 \times 25 - 3050) = 0.102$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0 \Rightarrow \text{la section est doublement armé}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

❖ **Après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

✚ **Charge, surcharge et les combinaisons des charges**

Tableau : Evaluation des charges

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1,35g + 1,5q) \\ \text{ELS: } q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g = 0.65G \\ q = 0.65Q \end{cases}$$

Tableau III.4 : Evaluation des charges des plancher

NIV	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Planche Terrasse	4.16	1.5	5.51	3.68
Etage courant	5.16	1.5	5.99	4.32
RDC	5.16	4	8.42	5.95
1 ^{er} etage	5.16	2.5	6.96	4.97

◆ **ELU**

$$q_u = 8.42 \text{ KN/ml}$$

◆ **ELS**

$$q_s = 5.95 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des sollicitations**

La poutrelle étudiée est considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

L'étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode de forfaitaire.**
- **Méthode de CAQUOT.**
- **Méthode des trois moments.**

➤ **Méthode forfaitaire**

✓ **Principe de la méthode forfaitaire**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

✓ **Condition d'application**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$$

4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

➤ $Q \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.G \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \dots Q=4\text{KN/m}^2 \leq 5\text{KN/m}^2 \dots \dots \text{(cv)}$

➤ Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toutes les travées. (cv)

➤ Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{3.26}{3.20} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{3.26}{3.30} \leq 1.25 \end{array} \right. \dots \dots \text{(CV)}.$$

➤ La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)..... (cv).

➤ **Conclusion**

➤ Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclut que la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Calcul des efforts**

Nous avons une poutrelle de 3 travées

ELU

1. Calcul des rapports de charges:

$$Q/G = 4/5.16 = 0.15$$

$$\alpha = Q / (G + Q) = 4 / (5.16 + 4) = 0.43$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1.129$$

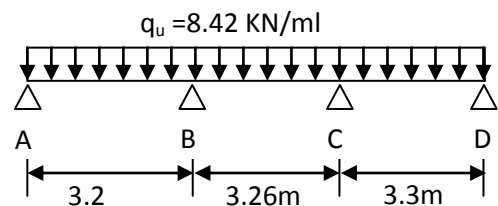
$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0.56$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0.664$$

2. Calcul des moments fléchissant

$$M_{01} = q_u (l_{AB})^2 / 8 = 8.42 \times (3.20)^2 / 8 = 10.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u (l_{BC})^2 / 8 = 8.42 \times (3.26)^2 / 8 = 11.18 \text{ KN.m}$$



$$M_{03} = q_u (l_{CD})^2 / 8 = 8.42 \times (3.3)^2 / 8 = 11.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = 0,3M_{01} = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{02} = 0,5 \times 11.18 = 5.59 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5M_{02} = 0,5 \times 11.18 = 5.59 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,3M_{03} = 0,3 \times 11.46 = 3.43 \text{ KN.m}$$

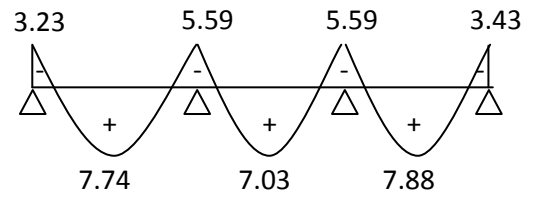


Diagramme de moment fléchissant

a-Etude de la travée AB

$$Mt_{AB} + (M_A + M_B) / 2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01}$$

$$Mt_{AB} + (3.23 + 5.59) / 2 \geq 1.129 \times 10.77 \Rightarrow Mt_{AB} \geq 7.74 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{AB} \geq (1,2 + 0,3\alpha) / 2 M_{01} = 0,664 \times 10.77 = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{AB} = 7.74 \text{ KN.m}$$

b-Etude de la travée BC

$$Mt_{BC} + (5.59 + 5.59) / 2 \geq 1.129 \times 11.18 \Rightarrow Mt_{BC} \geq 7.03 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{BC} \geq (1 + 0,3\alpha) / 2 M_{02} = 0,56 \times 11.18 = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{BC} = 7.03 \text{ KN.m}$$

c-Etude de la travée CD

$$Mt_{CD} + (5.59 + 3.43) / 2 \geq 1.129 \times 11.46 \Rightarrow Mt_{CD} \geq 8.42 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{CD} \geq 0.664 \times 11.46 = 7.60 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{CD} = 7.88 \text{ KN.m.}$$

3.Calcul des efforts tranchants

a- Etude de la travée AB

$$V(x) = (q_u l / 2) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_A = (8.42 \times 3.2) / 2 + (-5.59 + 3.23) / 3.2$$

$$V_A = 12.73 \text{ Kn}$$

$$V_B = -(8.42 \times 3.2) / 2 + (-5.59 + 3.23) / 3.2.$$

$$V_B = -14.20 \text{ KN}$$

b- Etude de la travée BC:

$$V_B = (8.42 \times 3.26) / 2 + (-5.59 + 5.59) / 3.2.$$

$$V_B = 13.72 \text{ KN}$$

$$V_C = -(8.42 \times 3.26) / 2 + (-5.59 + 5.59) / 3.2.$$

$$V_C = -13.72 \text{ KN}$$

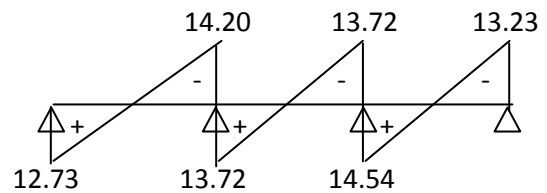


Diagramme des efforts tranchants

c- Etude de la travée CD

$$V_C = (8.42 \times 3.3)/2 + (-3.43 + 5.59)/3.3.$$

$$V_C = 14.54 \text{ KN}$$

$$V_D = -(8.42 \times 3.3)/2 + (-3.43 + 5.59)/3.3.$$

$$V_D = -13.23 \text{ KN}.$$

ELS**1. Calcul des moments fléchissants**

$$M_{01} = q_s (l_{AB})^2 / 8 = 5.95 \times (3.20)^2 / 8 = 7.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u (l_{BC})^2 / 8 = 5.95 \times (3.26)^2 / 8 = 7.90 \text{ KN.m}.$$

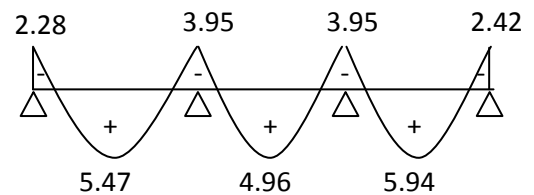
$$M_{03} = q_u (l_{CD})^2 / 8 = 5.95 \times (3.3)^2 / 8 = 8.09 \text{ KN.m}.$$

$$M_A = 0,3M_{01} = 2.28 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{02} = 0,5 \times 7.9 = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5M_{02} = 0,5 \times 7.9 = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,3M_{03} = 0,3 \times 8.09 = 2.42 \text{ KN.m}$$

**Diagramme de moment fléchissant****a- Etude de la travée AB**

$$M_{tAB} + (M_A + M_B)/2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01}$$

$$M_{tAB} + (2.28 + 3.95)/2 \geq 1.129 \times 7.61 \Rightarrow M_{tAB} \geq 5.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq (1,2 + 0,3\alpha)/2 M_{01} = 0,664 \times 7.61 = 5.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = 5.47 \text{ KN.m}$$

b- Etude de la travée BC

$$M_{tBC} + (3.95 + 3.95)/2 \geq 1.129 \times 7.90 \Rightarrow M_{tBC} \geq 4.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha)/2 M_{02} = 0,56 \times 7.90 = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 4.96 \text{ KN.m}$$

c- Etude de la travée CD

$$M_{tCD} + (3.95 + 2.42)/2 \geq 1.129 \times 8.09 \Rightarrow M_{tCD} \geq 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq 0.664 \times 8.09 = 5.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 5.94 \text{ KN.m}.$$

3-Calcul des efforts tranchants

a- Etude de la travée AB

$$V(x) = (q.l/2) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

$$V_A = (5.95 \times 3.2) / 2 + (-3.95 + 2.28) / 3.2$$

$$V_a = 8.99 \text{ Kn}$$

$$V_B = - (5.95 \times 3.2) / 2 + (-3.95 + 2.28) / 3.2.$$

$$V_B = -10.04 \text{ KN}$$

b- Etude de la travée BC

$$V_B = (5.95 \times 3.26) / 2 + (-3.95 + 3.95) / 3.2.$$

$$V_B = 9.69 \text{ KN}$$

$$V_C = - (5.95 \times 3.26) / 2 + (-3.95 + 3.95) / 3.2.$$

$$V_C = -9.69 \text{ KN}$$

c- Etude de la travée CD

$$V_C = (5.95 \times 3.3) / 2 + (-2.42 + 3.95) / 3.3.$$

$$V_C = 10.88 \text{ KN}$$

$$V_D = - (5.95 \times 3.3) / 2 + (-2.42 + 3.95) / 3.3.$$

$$V_D = -9.96 \text{ KN}.$$

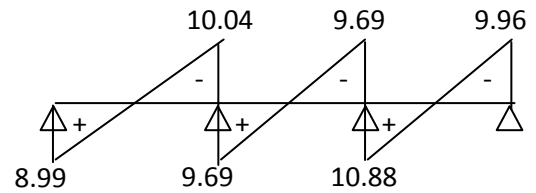


Diagramme des efforts tranchants

❖ Calcul des armatures longitudinales

On adoptera le même ferrailage en travées avec le moment maximum

$M_t = 7.88 \text{ kN.m}$, et le même ferrailage

aux appuis avec le moment maximum

$M_a = 5.59 \text{ kN.m}$

1) En travée

Les caractéristiques de la section sont :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$;

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 04 \text{ cm}$.

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

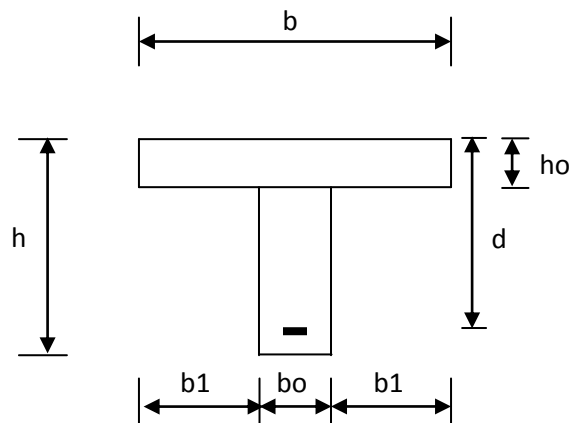


Figure III.10.caractéristique de la section de béton

Le moment M_0 qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_o \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table, et comme la traction du béton est négligeable, on fait le calcul comme une section rectangulaire de dimensions 20 x 65 cm, soumise à un moment : $M_t = 7.88 \text{ kN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t \text{ max}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.88 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot (0.65) \cdot (0.18)^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.026.$$

$$\mu_{bu} = 0.026 < \mu_l = 0.391 \quad \Rightarrow \quad A'_s = 0.$$

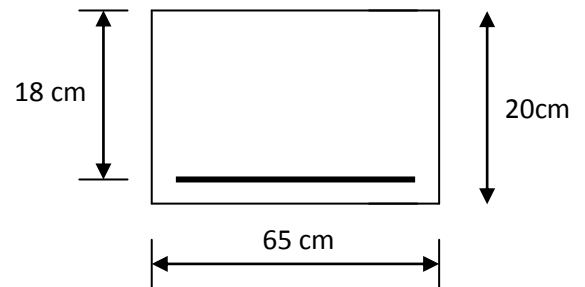


Figure III.11. Section rectangulaire

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.026)} \right]$$

$$\alpha = 0.032$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \cdot (1 - 0.4(0.032))$$

$$z = 0.17 \text{ m.}$$

$$A_{St} = \frac{M_t}{F_{ed} \cdot z} = \frac{7.88 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 0.17}$$

$$A_{St} = 1.33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.33 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_t = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

. 2) en appuis

- calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_a \text{ max}}{f_{bu} \cdot b_o \cdot h^2} = \frac{5.59 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.12 \cdot (0.2)^2} = 0.082$$

$$\alpha = 1.25 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1.25 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.082)} \right]$$

$$\alpha = 0.107.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.107))$$

$$z = 0.172 \text{ m}$$

$$A_{Sa} = \frac{M_a}{F_{ed} * z} = \frac{5.59 * 10^{-3}}{348 * 0.172}$$

$$A_{Sa} = 0.94 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.94 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{T12}$$

❖ Les vérifications

1) Vérification à la condition de non-fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 12 * 18 * 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_{Sa} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée ;

En travée : $A_{Sa} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

La section d'armature choisie est supérieure à A_{min} donc la condition est vérifiée.

2) Vérification à l'effort tranchant

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

Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS ; les phénomènes de fissuration et de déformation, dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

3) Vérification de la contrainte tangente

Pour justifier les armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$) le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

pour les fissurations non préjudiciables :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u \text{ max}}{b_0 * d} = \frac{14.54}{12 * 18} = 0.067 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.067 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (cv).}$$

5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art. A.5.1, BAEL.91)

Lorsque, au droit d'un appui : $V_u - \frac{M_u}{0,9.d} > 0 \Rightarrow$ on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égal à : $(V_u + \frac{M_u}{0,9.d})$.

Donc la section d'armatures inférieures : $A \geq (V_u + \frac{M_u}{0,9.d}) \times \frac{1}{\sigma_s}$

Appui intermédiaire : $V_u - \frac{M_u}{0,9*d} = 14.20 - \frac{5.59}{0,9*0.18} < 0$

Appui de rive : $V_u - \frac{M_u}{0,9*d} = 12.73 - \frac{3.23}{0,9*0.18} < 0$

Conclusion : Il n'y a pas lieu de prévoir cette section supplémentaire.

5) Vérification de la contrainte de cisaillement

a) Au niveau de la jonction table nervure

$$\tau = \frac{V_{U.(B-B_0)}}{1.8bd.h_0} = \frac{14.20 * 10^3 (650 - 120)}{1.8 * 650 * 120 * 40} = 1.34 \text{ MPa.}$$

$\tau < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

b) Aux appuis :

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0.8.f_{c28}}{\gamma_b} = 13.3 \text{ MPa.}$

$$\tau_u = \frac{2 * 14.2 * 10^3}{120 * 0.9(180)} = 1.46 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée.}$$

❖ Calcul des armatures transversales

1) Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art. A.7.2.12, BAEL.91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_t \right\} = 5.7 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

2) La section des armatures transversales

On choisira un cadre de $\phi 8$, donc $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

3) L'espaceur entre les cadres

$$S_{t1} \leq \min \{0.9.d ; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 12} = 84.17 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8F_e A_T}{(\tau_u - 0.3F_{t28}) \cdot b_0} = \frac{0.8 \cdot 400 \cdot 1.01}{(1.46 - 0.3 \cdot 2.1) \cdot 12} = 32.44 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

4) La condition de non-fragilité se traduit par la formule (Art. A.5.3, BAEL.91) :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ la condition est vérifiée .}$$

III.5.2.3. Vérification des contraintes dans les aciers**❖ Vérification à L'ELS**

Après application de la méthode forfaitaire, nous obtenons les valeurs suivantes:

Moments fléchissants

Sur appuis: $M_a \text{ max} = 3.95 \text{ KN.m}$.

En travées: $M_t \text{ max} = 5.94 \text{ KN.m}$.

Efforts tranchants

$V_u \text{ max} = 10.88 \text{ KN}$.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$; avec $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ (fissuration peu-préjudiciable) .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} (y)$$

$$n = 15. ; M_{aSer} = 3.95 \text{ KN.m}$$

Avec : **I** : l'inertie de la section.

y : la profondeur de l'axe neutre.

M_{ser} : le moment à l'ELS

Nous avons : **(b/2) y² - n (d-y) = 0**

$$32.5y^2 + 15y - 270 = 0 \Rightarrow y = 2.66 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2] = I = \frac{65 \cdot (2.66)^3}{3} + 15[2.26(18 - 2.66)^2]$$

$$I = 8384.98 \text{ cm}^4.$$

❖ En appui

$$\sigma_s = 15 \frac{3.95 \cdot 10^2}{8384.98} (18 - 2.66) = 10.83 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_s = 108.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.95 \cdot 10^2}{8384.98} (2.66)$$

$$\sigma_{bc} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

❖ En travée

$$\sigma_s = 15 \frac{5.94 \cdot 10^2}{8384.98} (18 - 2.66) = 16.30 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_s = 163 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.94 \cdot 10^2}{8384.98} (2.66)$$

$$\sigma_{bc} = 1.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

2) Vérification de flèche

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500}$$

Avec :

M_s : est le moment de flexion maximale de la travée à L'E.L.S.

L : est la longueur de travée.

I_0 : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n=15$.

E_V : Module de déformation longitudinal différée ($E_V=10818,87\text{MPa}$).

F_V : Module due aux déformations longitudinales différées.

I_{FV} : Inertie fictive de la section ; pour la déformation de longue durée

$$I_{FV} = 1,1 I_0 / (1 + \lambda_i \mu)$$

b et b_0 : les largeurs de la table de compression et de nervure

a) Position de centre de gravité

$$V_1 = S_{/xx'} / B_0$$

$S_{/xx'}$: Moment statique par rapport à (xx')

B_0 : Aire homogène

$$B_0 = b_0 h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15 A_s$$

$$S_{/xx'} = b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$

$$B_0 = 12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15(2 \cdot 36) = 487,4 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx'} = 12 \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15)(2 \cdot 26)(18) = 3434,2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{3434,2}{487,4} = 7,04 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,04 = 12,96 \text{ cm}$$

b) Le moment d'inertie I_0 est donné par la formule suivante

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \cdot h_0 \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^2}{12} + 15 (V_2 - C)^2 \cdot A_t$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,04^3 + 12,96^3) + (65 - 12) \cdot 4 \left(7,04 - \frac{4}{2} \right)^2 + (65 - 12) \cdot \frac{4^2}{12} + 15 (12,96 - 2)^2 \cdot 2 \cdot 36$$

$$I_0 = 20164,22 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{2 \cdot 36}{12 \cdot 18} = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{4,37 \cdot 10^3}{0,982 \cdot 18 \cdot 3 \cdot 39} = 72,93$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \text{ ft} \cdot 28}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} = 4,11$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}}{4 \rho \cdot \bar{\sigma}_s + \text{ft}} = 0,73$$

$$I_{FV} = 1,1 I_0 / (1 + \lambda_i \mu) = 5545,16 \text{ cm}^2$$

$$F_v = \frac{M_s . L^2}{10 E_v . I_{fv}} = \frac{5.94.330^2 . 10}{(10)(10818.87)(5545.16)} = 0.0107$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0.66$$

$$F_v = 0.0107 \leq \bar{F} = 0.66$$

⇒ la flèche est vérifiée.

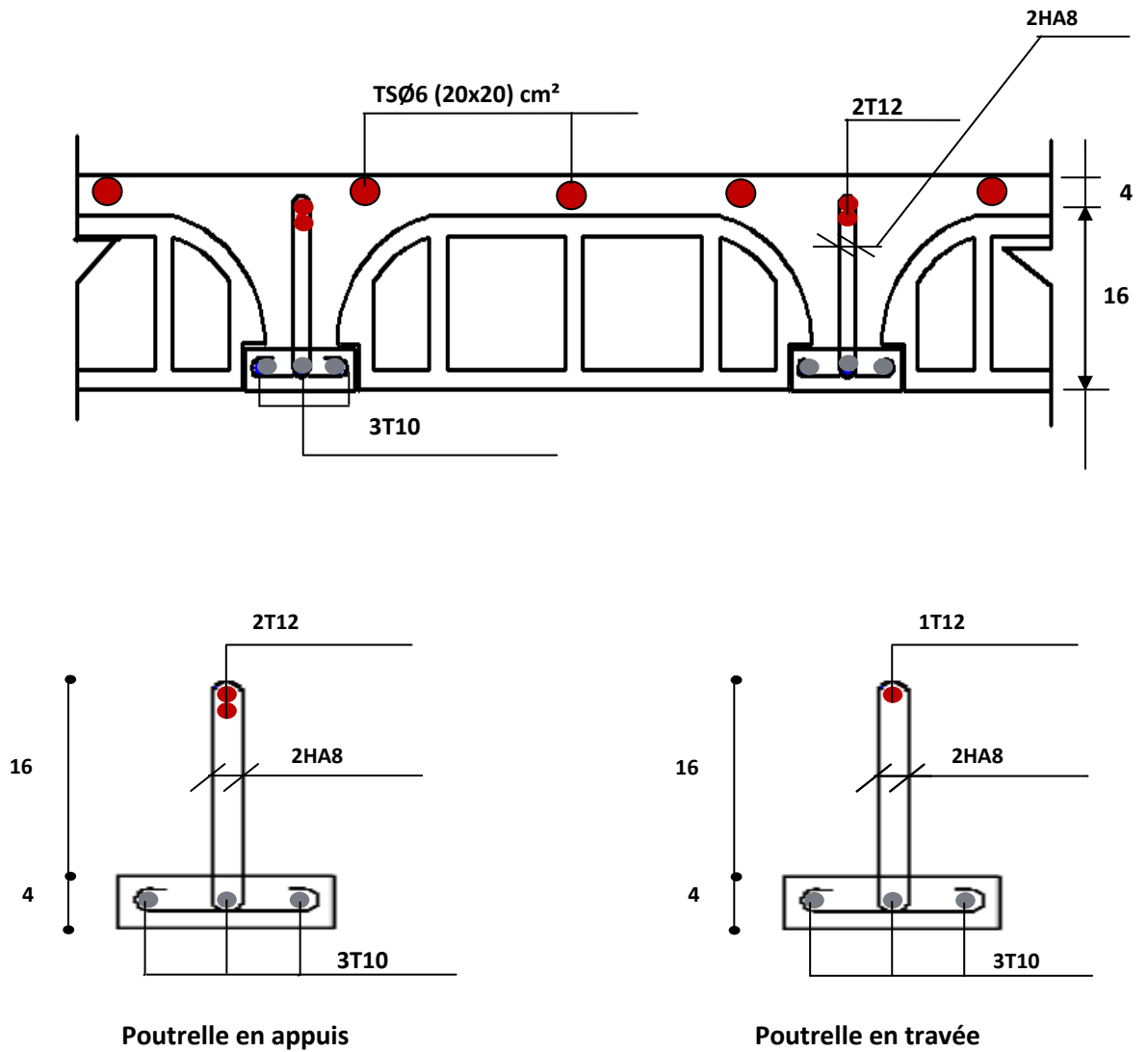


Figure III.12 : Ferrailage du plancher

III.6.Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton avec armature incorporées, cette dalle peut reposer sur deux, trois ou quatre appuis.

La dalle est appuyée sur trois cotés (dalle d'accès à l'ascenseur).

Tableau.III.5: les sollicitations de la dalle

Eléments	Charges		Combinaisons de Charges
	G	Q	ELU
Dalle pleine 15 cm et Revêtement	5.4[kN/m ²]	2.5[kN/m ²]	11.04 [kN/m ²]

Méthode de Pigeaud

A partir de la solution trouvée par Navier, Pigeaud a établi des abaques qui permettent ,pour un rapport donné des cotés de la dalle calculer les moment maximums à mi-travée dans chacune des deux directions de la dalle .

$$\begin{cases} M_{ox} = (M_1 + \nu M_2)Pg \\ M_{oy} = (M_2 + \nu M_1)Pg \end{cases}$$

Avec:

$$P = q l_x l_y$$

P : la charge totale

q : la répartie par unité de surface

v = 0.2 pour ELS.

v = 0 pour ELU

M_1 et M_2 sont donnée par les abaques (table de Pigeaud)

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ on dit } M_1 \\ \rho' = \frac{l_y}{l_x} \text{ on dit } M_2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.16}{3.4} = 0.92 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans le deux sens.}$$

$$\rho = 1.07$$

D'après le tableau de Pigeaud et méthode de l'interpolation On prend :

$$M_1 = 0.0476$$

$$M_2 = 0.0104$$

$$P_G = G l_x l_y = 61.43 \text{ KN}$$

$$P_Q = Q l_x l_y = 26.86 \text{ KN}$$

Tableau. III.6: Moments et efforts tranchants dans la dalle

	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	V_x (kN)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)	V_y (kN)
ELU $v = 0$	6.9	1.5	5.86	2.07	2.91	1.275	0.45	2.83
ELS $v = 0.2$	7.2	2.8	6.12	2.16		2.38	0.84	

Ferraillage de la dalle

Cas où $\alpha < 0.4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans le sens L_x .

Dans le sens L_y on disposera un ferraillage minimale $A_y = A_x/4$ pour des charges uniformément répartie.

Cas où $\alpha \geq 0.4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans les deux sens.

le tableau suivant illustre les résultats obtenus :

Tableau. III.7: Ferraillage de la dalle

		M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	choix de barres
))))))
Sens X-X	En appui	2.07	0.84	0.031	1.63	3.93	5HA10 e=20
	En travée	5.86	6.12	0.09	1.63	3.93	5HA10 e=20
Sens Y-Y	En appui	0.45	1.27	0.069	1.63	3.93	5HA10 e=20
	En travée	0.84	2.38	0.013	1.63	3.93	5HA10 e=20

Les Vérifications

• **Vérifications des contraintes à l’E.L.S**

➤ **Vérifications des contraintes dans béton**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ Avec : } \left\{ I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \right\} \text{ (Moment d'inertie)}$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \text{ Y : position de l'axe neutre}$$

Tableau. III.8: vérification des contraintes

	M_s(KN.m)	A(cm²)	y (cm)	I (cm⁴)	K (MPa/mm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc}
Travée	0.84	3.93	4,05	22543,5	0.037	0.32	Vérifiée
Appui	6.12	3.93	4,05	22543,5	0.027	0.51	Vérifiée

➤ **Vérifications des contraintes dans l’acier :**

- Contraintes maximale de traction de l’acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 348MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 7.77MPa \rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots CV$$

➤ **Verification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2.91}{0.18} \leq 0.2 \frac{f_c 28}{\gamma_B}$$

$$\tau_u = 0.016MPa < 3.33MPa \dots\dots CV$$

➤ **Verification de la fleche:**

On peut admettre que le calcul de la flèche n’est pas indispensable si toutes les conditions spécifiées précédemment sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{3.4} = 0.058 < 0.0625 \rightarrow CNV$$

- la première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

D'après BAEL91 Modifié 99 :

On a : $\alpha = 0.92 > 0.4$ la flèche au centre se calcule de façon suivante :

- On calcule la flèche comme une poutre de portée l_x (petite dimension) de largeur $b=1\text{m}$ et soumise aux moment de flexion de service déterminés dans le sens x

- On multiplie le résultat obtenue par $(1-0,1\alpha)$.

$$f = -(1 - 0,1\alpha) \frac{5pl^4}{348EI} = 0.95 \frac{5 \times 26.86 \times 3.4^4}{348 \times 20000 \times 2.81 \times 10^{-1}} = 0.008\text{cm}$$

Avec $I = \frac{be^3}{12} = 28125\text{cm}^4$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} + 0.5 = 0.51\text{cm}$$

$$f < \bar{f} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

:Schéma de ferrailage:

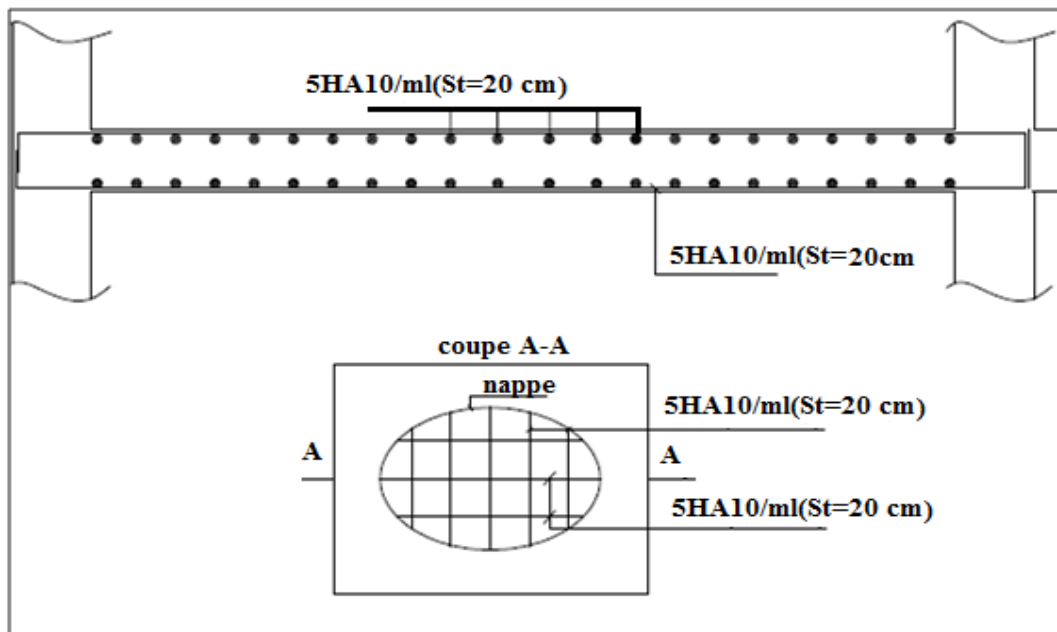


Figure. III.13:Schéma de ferrailage des dalles pleines

III.6. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment, on opte pour un ascenseur ayant les caractéristiques Suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 140cm
- l : Largeur de l'ascenseur = 110cm
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN
- D : Charge due à la salle des machines = 51KN
- La charge nominale est de 630kg
- La vitesse $V = 1.6m/s$
- W : puissance de l'ascenseur = 6.1KW

III.6.1. Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle

On a $I_x = 1.35m$ et $I_y = 1.35m$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1.35}{20} = 0.067m$$

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $e = 20$ cm

1. Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2$ Poids du revêtement en béton ($e = 5$ cm).

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2$$

$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.82} = 79.67KN/m^2$ Poids de la machine.

$$Q = 1KN/m^2$$

a. Cas d'une charge répartie**Calcul des sollicitations**➤ **A l'ELU**

$$q_u = 1.35G_{\text{totale}} + 1.5Q = 109.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0368 \\ u_y = 1 \end{cases}$$

En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = u_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_0^x = 7.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = u_y \times M_0^x = 7.31 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.19 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrillage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$

sans		M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	7.31	0.01 52	0.019	0.178	1.13
	y-y	7.31	0.01 70	0.024	0.168	1.19
appui	x-x	2.19	0.00 53	0.006 6	0.179	0.39
	y-y	2.19	0.00 60	0.007 5	0.169	0.45

Vérification à l'ELU**Condition de non fragilité****En travée**

$$\text{on calcul } A_{\min} : \left. \begin{matrix} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

$$\text{on a des HA } f_e \text{ E400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$h_0 = e = 20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 1$$

$$A_{min}^X = 1.148 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min}^Y = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On vérifie que :

$$A_t^Y > \frac{A_x^t}{4} \rightarrow 0.96 > \frac{1.148}{4} \rightarrow 0.96 \text{ cm}^2 > 0.287 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

$$\text{On choisit : } A_t^Y = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A_a^X = 3T6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_a^Y = 3T8 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow s_t \leq 33 \text{ cm on adopte } s_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \rightarrow s_t \leq 45 \text{ cm on adopte } s_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$\rho = 1 > 0.4 \rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 49.05 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 49.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.0033 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA} \dots \text{cv}$$

Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{total} + Q + 79.67 + 1 = 86.77 \text{ KN/m}^2$$

$$v = 0.2$$

$$P=1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \text{Annexe 2}$$

En travée

$$\text{Sens x-x' : } M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \rightarrow M_0^x = 6.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y' : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6.97 \text{ KN.m}$$

Sens y-y' : $M_t^x = 0.85 M_0^x = 5.92 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = 0.85 \times M_0^y = 5.92 \text{ KN.m}$

En appui

$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_0^x = 2.09 \text{ KN.m}$

Verification des contraintes

- **Contrainte de compression dans le béton ELS**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

❖ Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15 (A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau. III.9. Récapitulatif des résultats de la vérification des contraintes

Sans		M_t (KN.m)	y (m)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
travée	x-x	5.92	3	7683.75	2.16	15	cv
	y-y	5.92	2.91	6807.02	2.37	15	cv
appui	Xx=yy	2.09	2.02	3530.59	1.15	15	cv

Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Suivant x-x

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{135} > \frac{1}{16} \rightarrow 0.148 > 0.062 \dots \text{cv}$
- 2) $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow 0.148 > 0.08 \dots \text{CV}$
- 3) $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0011 < 0.0105 \dots \text{cv}$

b. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6 \text{ m/s} \rightarrow \begin{cases} a_0 = 110 \text{ cm} \\ b_0 = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \rightarrow \xi = 1$ donc :

$$\begin{cases} u = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140 \text{ cm} \\ v = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_U \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_U \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \quad \text{avec } v \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 1.03 \quad \text{et } \rho = 1$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_y} = 1.03 \quad \text{et } \rho = 1$$

En se réfère à l'annexe 3 (PIGEAUD) on trouve : $M_1 = M_2 = 0.051$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_U \times M_1 \\ M_{y1} = P_U \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{ON A : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ kn}$$

$$P_U = 1.35 \cdot g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 4.98 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{y1} = 4.98 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_{x2} = 1.03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times q_u \times l_y^2 \rightarrow M_{y2} = 1.03 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

μ_x et μ_y sont donnée par l'annexe 3.

Superposition des moments

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.01 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.01 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 mètre et d'épaisseur 15 cm ($dx = dy = 18\text{cm}$). Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau :

Tableau III.10. Récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle du local machine :

zone	M (KN.m)	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adobté}(cm^2)$
travée	5.11	0.82	1.6	5T10=3.93
appui	1.80	0.28	1.6	5T10=3.93

Vérification des à l'ELU

Condition de non fragilité

En travée

$$A_t^x = A_t^y = 5T10 = 3.93\text{cm}^2/\text{ml} > A_{min}=1.6\text{cm}^2$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \dots\dots\dots \text{cv}$$

En appui

$$A_a^x = A_a^y = 5T10 = 3.93\text{cm}^2/\text{ml} > A_{min}=1.6\text{cm}^2$$

Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.45 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (140 + 140) = 560 \text{ cm}$$

$$Q_u = 97.60\text{KN} ; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.60\text{KN} \leq 0.45 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 840\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\text{On a } v = u \rightarrow V_u = V_v = \frac{Q_u}{3U_c} = 5.80\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.032 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0032\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Espacement des barres

$$\text{Sens } x-x' : s_t \leq \min(2e ; 22\text{cm}) \dots\dots\dots s_t = 20\text{cm}$$

$$\text{Sens } x-y' : s_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \dots\dots\dots s_t = 20\text{cm}$$

Vérification Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = g = 72.3\text{KN}.$$

$$\{ M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 4.42\text{KNm}.$$

$$\{ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 4.42\text{KNm}.$$

Les moments dus au poids propre de la dalle

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \qquad M_{x2} = 9.21\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_x \times M_{x2} \qquad M_{y2} = 9.21\text{KN.m}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.63KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.63KNm \end{cases}$$

Vérification des contraintes

Tableau III.11.Récapulatif des résultats des contraintes

Sans		$M_t(KN.m)$	$y(m)$	$I(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	observation
travé e	x-x	11.58	3.32	9333.48	4.12	15	cv
	y-y	11.58	3.32	9333.48	4.12	15	cv
appui	Xx=	4.09	3.32	9333.48	1.45	15	cv
	yy						

Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{135} > \frac{1}{16} \rightarrow 0.148 > 0.062 \dots \dots \dots cv$
- 2) $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.148 > 0.018 \dots \dots \dots CV$
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0011 < 0.0105 \dots \dots \dots cv$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

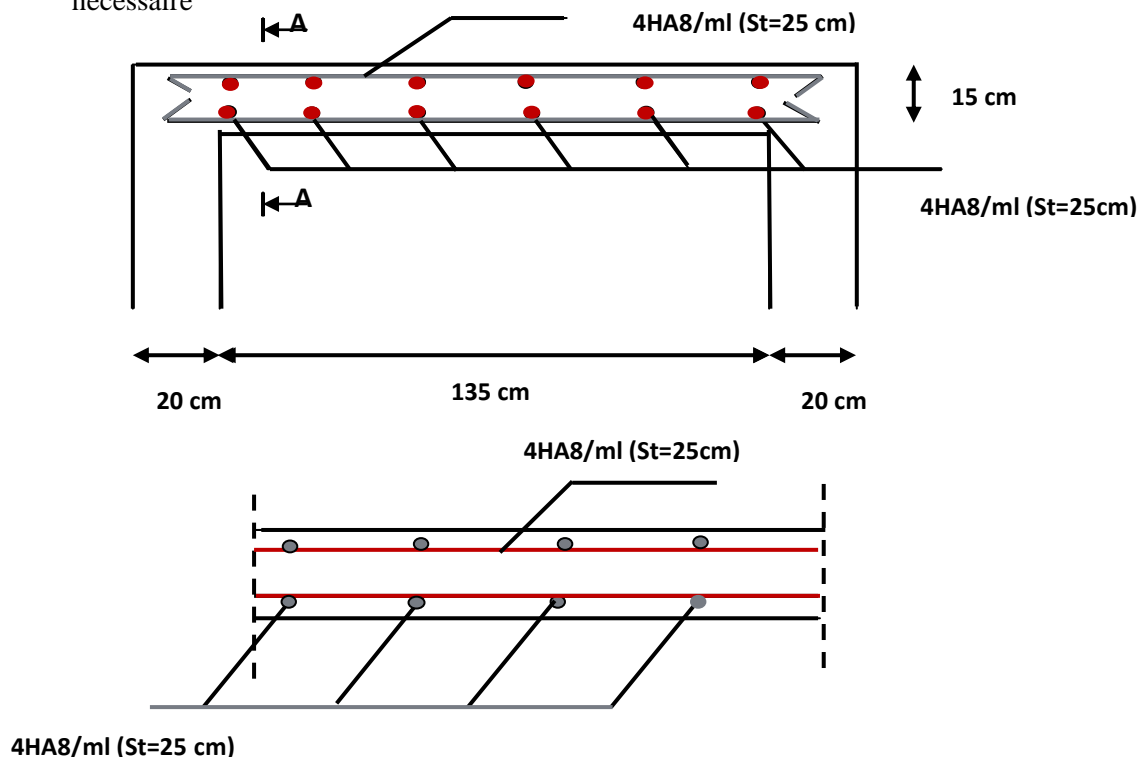


Figure III.13: Ferrailage de la dalle du local machine

chapitre 4

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Etude dynamique

IV.1.1 Introduction

Avant les années 1960, les structures étaient parfois calculées simplement en ajoutant un effort horizontal statique. Cela ignorait totalement les phénomènes de résonance liés au contenu fréquentiel des mouvements du sol et aux modes propres de vibration des structures. Classiquement, les bâtiments sont considérés comme des oscillateurs multiples : plusieurs masses reliées entre elles et au sol par des ressorts et des amortisseurs, modélisés par des barres ou par éléments finis.

IV.1.2 Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.3 Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux .etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est utilisé.

IV.1.3.1 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI* .etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de

charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV1.3.2 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV1.3.3 Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

➤ Présentation de la vue en plan

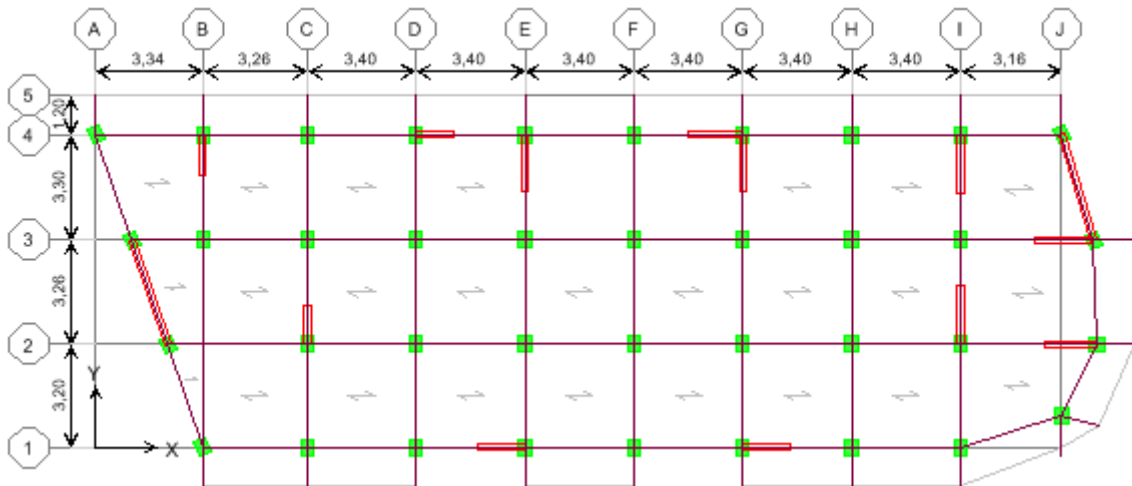


Fig IV.1 «Modélisation de la structure (Vue en Plan) »

➤ Présentation de la vue en 3D

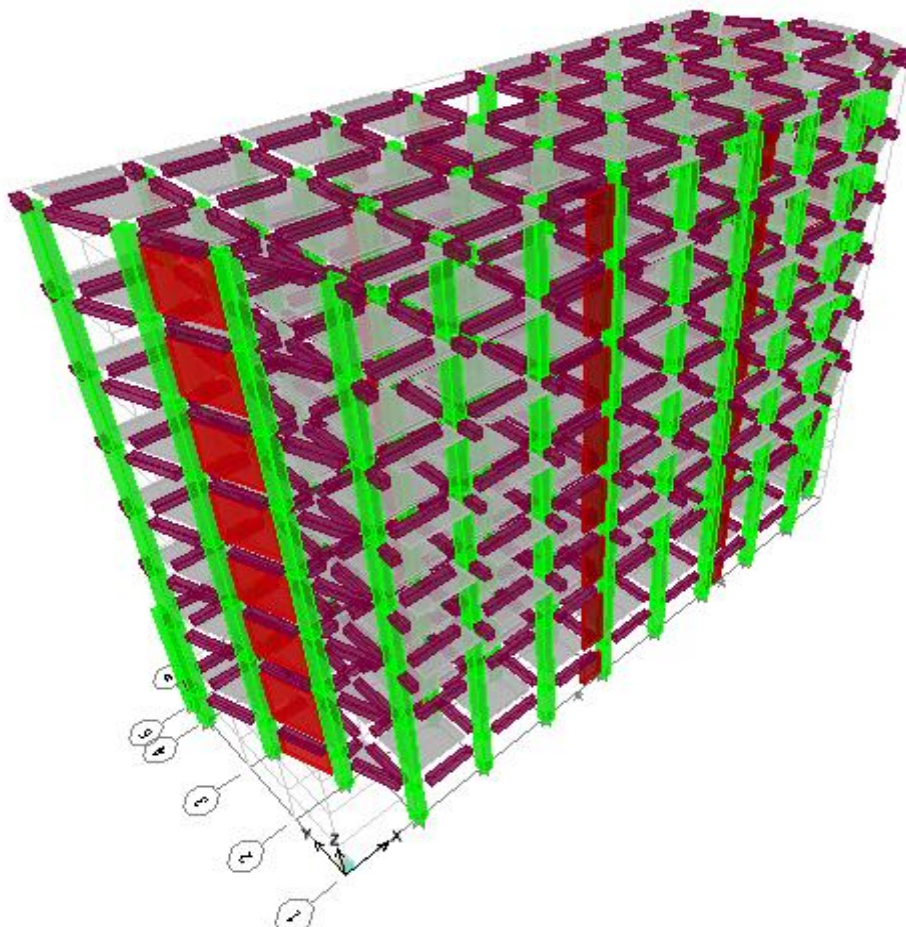


Fig IV.2 « Modélisation de la structure (Vue en 3D) »

IV 1.4. Caractéristiques géométriques de la structure

IV1 4.1. 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 :

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

- M_i : Est la masse de l'élément "i".
- X_i, Y_i : Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère.

IV.1.4.2. Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions au niveau du voiles, et des poteaux. En général deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

- **Excentricité accidentelle**

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

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} L_x = 30,56 \text{ m} \\ L_y = 10,96 \text{ m} \end{cases}$$

- **Excentricité théorique**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Tableau IV .1 « centre de masse et de rigidité des différents niveaux .(ETABS)

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
SOS SOL	15,556	5,479	17,105	4,613	-1,549	0,866
RDC	16,186	5,285	17,774	3,913	-1,588	1,372
STORY1	16,312	5,133	17,843	3,927	-1,531	1,206
STORY2	16,312	5,133	17,84	4,061	-1,528	1,072
STORY3	16,312	5,133	17,779	4,203	-1,467	0,93
STORY4	16,312	5,133	17,701	4,329	-1,389	0,804
STORY5	16,312	5,133	17,628	4,435	-1,316	0,698
STORY6	16,286	5,055	17,582	4,504	-1,296	0,551

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X : } e_a = 0.05 \times 30.56 = 1.528 \text{ m} \\ \text{Sens Y : } e_a = 0.05 \times 10.96 = 0.548 \text{ m} \end{array} \right.$$

IV1.5..Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires

IV1.5.1.Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV-2 : périodes modes et facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,7053	69,4721	5,2342	69,4721	5,2342	0,2827
2	0,5404	5,4496	62,0714	74,9217	67,3056	2,6239
3	0,449522	0,0208	3,328	74,9425	70,6336	66,6893
4	0,201618	10,3138	0,8821	85,2563	71,5157	0,1129
5	0,135601	1,092	13,7378	86,3483	85,2535	0,8113
6	0,106043	0	0,8662	86,3483	86,1197	15,6134
7	0,095406	3,7917	0,3017	90,1399	86,4214	0,0444
8	0,059716	0,3237	4,4538	90,4636	90,8753	0,3183

➤ Le nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de a masse totale de la structure soit pris en compte . Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

➤ **Commentaire :**

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

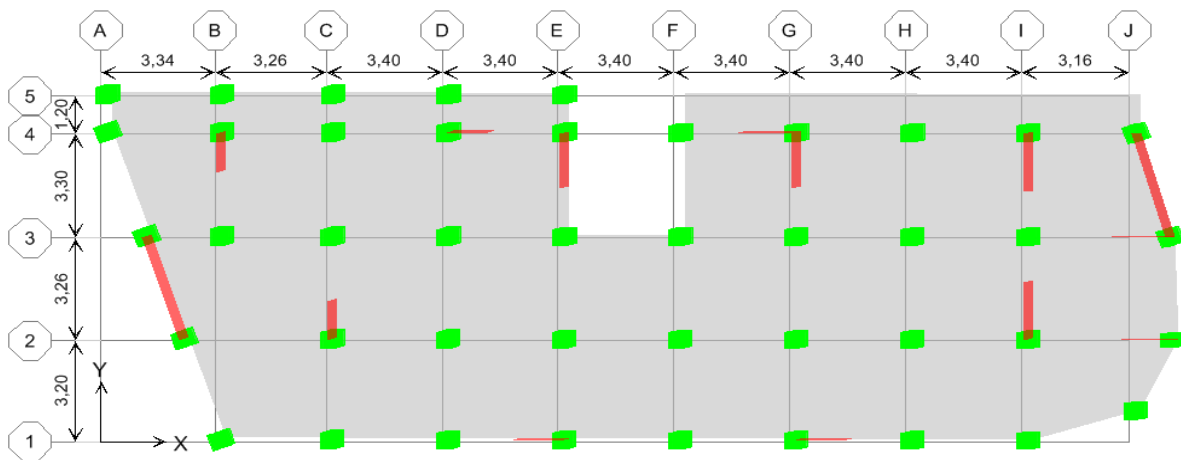
$$T = 0.745s < T = 0.58 \times 1.30 = 0.759 s \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Modes de vibrations obtenus**

1^{er} mode :

Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T_1** .

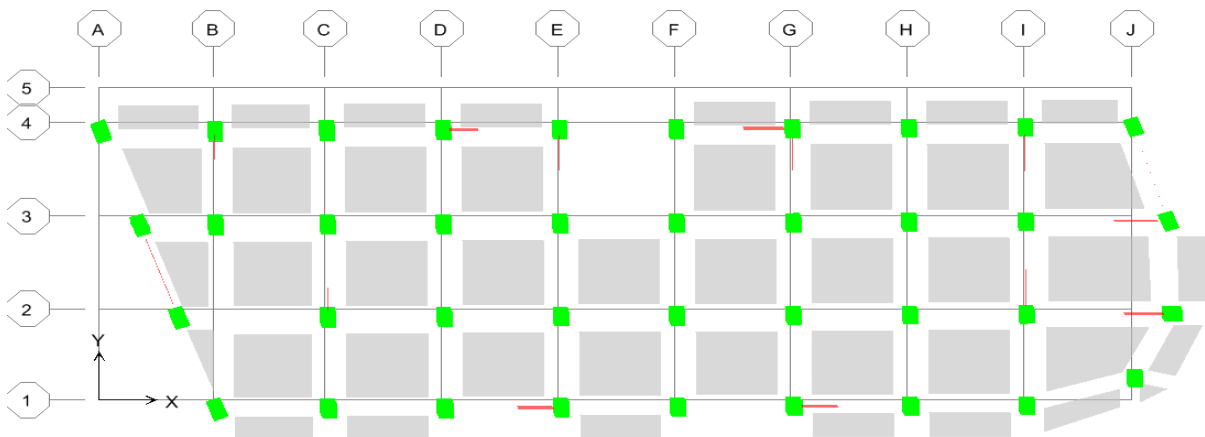
$T_1 = 0.7053 \text{ sec}$



2^{ème} mode :

Le 2^{ème} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **yy'** de période **T_2** .

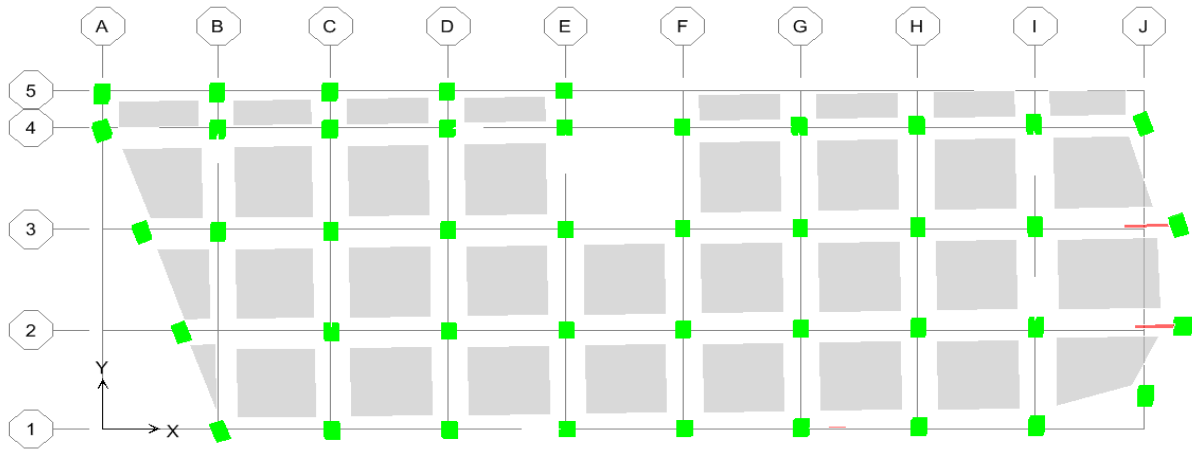
$T_2 = 0,504\text{sec}$



3^{ème} mode :

La 3^{ème} mode de notre structure est une **rotation** de période T_3

$T_3 = 0,4495\text{sec}$



Remarques :

- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 6 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

➤ **Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R »**

Selon les définitions données par le *RPA99/V2003*, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sous charges verticales**

Tableau IV. 3 « Comportement de système de contreventement sous charge verticales »

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	F3	F3	F3	F3
	16080.81	19487.35	45.21	54.79

➤ **Sous charges horizontales**

Tableau IV. 4. « Comportement du système de contreventement sous charge horizontales »

		Charges (KN)				Pourcentage (%)			
Niveau	Portiques		Voiles		Portiques %		Voiles %		
Base	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F1	F2	F1	F2	
		144.12	137.56	862.99	554.74	14.31	19.87	85.69	80.13

Avec :

F_x : La charge horizontale suivant **X**.

F_y : La charge horizontale suivant **Y**.

F₁ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement (structure à voiles porteurs), selon le **RPA 2003**. on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**.

IV.2. Etude sismique

IV.2.1) Introduction

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

IV 2.2 La résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport
$$r = \frac{0.8V}{V_t}.$$

IV 2.3 Présentation des méthodes de calcul de la force sismique

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

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

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan.) Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.4.Méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations 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.

La méthode d'analyse modale spectrale s'applique dans tous les cas et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas applicable .

IV.2.5.Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par le mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

IV.2.5.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), 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 : groupes 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.

Dans le cas le bâtiment implantée on zone IIa et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux ou 17m alors la méthode n'est pas applicable.

c. Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit :
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

- **R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,
 - **D**: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.
 - **Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).
- a) **Détermination des paramètres du spectre de réponse**

1) Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

a. Conditions minimal sur les files de contreventement

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

Sens longitudinal : (9 travées)

$$3.34/3.26 = 1.024 < 1.5$$

$$3.26/3.4 = 0.95 < 1.5$$

$$3.4/3.4 = 1 < 1.5 \quad \text{Critère observé } p_q = 0$$

$$3.4/3.4 = 1 < 1.5$$

$$3.4/3.4 = 1 < 1.5$$

$$3.4/3.4 = 1 < 1.5$$

$$3.4/3.4 = 1 < 1.5$$

$$3.4/3.16 = 1.075 < 1.5$$

Sens transversal : (3 travées)

$$3.3/3.26 = 1.012 < 1.5$$

$$3.26/3.2 = 1.018 < 1.5$$

Critère observé $p_q = 0$

b.Redondance en plan

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Sens longitudinal :

$$L_{\max}/L_{\min} = 3.4/3.16 = 1.075 < 1.5 \longrightarrow \text{Critère observé } p_q = 0$$

Sens transversal :

$$L_{\max}/L_{\min} = 3.3/3.20 = 1.03 < 1.5 \longrightarrow \text{Critère observé } p_q = 0$$

c. La régularité en plan et en élévation

c.1.Régularité en plan

On a régularité en plan non observé $p_q = 0.0$

c.2.Régularité en élévation

D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation, donc : $p_q = 0$

d.Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0.05.$$

e. Contrôle de la qualité d'exécution

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux, on considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Tableau IV.5. les critères de Facteur de qualité Q

Critère q »	P _q	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	observé
2. Redondance en plan	N/Observé	0.05
3. Régularité en plan	N/observé	0.05
4. Régularité en élévation	Observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	0,10
		$Q = 1 + \sum P_q = 1.25$

2)A : coefficient d'accélération de zone donné par le **tableau (IV.6)** ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau. IV.6:Coefficients d'accélération de zone A.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0.12	0,25	0,30	0,40
1B	0,10	0,20	0,25	0,30
2	0,08	0,15	0,20	0,25
3	0,05	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIA donc : **A= 0,15**

3) **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . ce coefficient est donné par :

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

Avec : T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version2003.

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de **catégorie S3** ; (Site meuble : S3)

$$\begin{cases} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$

- $\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ Est donné par le tableau (IV7) présenté ci-après.

Tableau.IV.7:coefficient d'amortissement critique.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

4) Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement avec des voiles porteurs (associés à des portiques) donc on prend $\xi = 7\%$.

➤ **Calcul de la période fondamentale**

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$\mathbf{T} = \mathbf{C}_T \mathbf{h}_N^{3/4}$$

Avec:

- \mathbf{h}_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$\mathbf{h}_N = 24.44\text{m}$$

- \mathbf{C}_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } \mathbf{C}_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } \mathbf{T} = 0,05 \times 24,44^{3/4} = 0.549 \text{ sec}$$

Dans notre cas (contreventement assuré partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$\mathbf{T} = 0,09 \mathbf{h}_N / \sqrt{\mathbf{D}} \text{ (4.2.4 du RPA99/version2003)}$$

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

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction. Alors :

$$\mathbf{T} = \min \left\{ \mathbf{C}_T \mathbf{h}_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times \mathbf{h}_N}{\sqrt{\mathbf{D}}} \right\}$$

➤ **Pour le sens xx**

$$\mathbf{H}_N = 24.44\text{m}$$

$$\mathbf{d}_x = 30.25 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } \mathbf{T} = \min (0,549\text{s}, 0,39\text{s})$$

$$\text{Donc } \mathbf{T} = 0,39\text{s}$$

$$0 \leq \mathbf{T} \leq \mathbf{T}_2$$

$$\mathbf{D} = 2,5 \eta (\mathbf{T}_2 / \mathbf{T})^{2/3}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D} = 2.41$$

➤ **Pour le sens yy**

$$H_N = 24.44\text{m}$$

$$d_y = 9.76\text{m}$$

$$T = \min(0,549\text{ s}, 0,7\text{s})$$

$$\text{Donc } T = 0,549\text{s}$$

$$T = 0.549\text{s}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D} = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\mathbf{D} = 1.949$$

➤ **Détermination du poids total de la structure**

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de

la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5)RPA99/2003

Dans notre cas $\beta = 0.20$.

On tire les masses de chaque étage à partir de l'étabs (Display ⇒ Show tables ⇒ diaphragme Mass Data), l'Etabs donne les masses de chaque étage en tonne donc :

On a : *le poids = la masse × L'accélération de la pesanteur*

$$D'où : \quad W_i(\text{kN}) = W_i \times 9.81$$

Poids total: $W_T = 24206.35\text{KN}$.

➤ **Tableau récapitulatif**

Tableau. IV.8.:Résumé des résultats

Paramètres	Résultats
A	0,15
Dx	2.41
Dy	1.94
Q	1,25
R	3.5
W	24206.35KN

Sens XX :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_x = \frac{(0.15 \times 2.41 \times 1.25 \times 24206.35)}{3.5} = 3125.21KN$$

Sens YY :

$$\Rightarrow V_y = \frac{(0.15 \times 1.94 \times 1.25 \times 24206.35)}{3.5} = 2515.73KN$$

IV.2.5.2. Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **2**.

Nous trouverons : **A = 0.15**

- **η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où **ξ** (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons une structure à voiles porteurs avec un remplissage dense,

Donc **$\xi = 7\%$**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.881 > 0.7$$

- **T_1, T_2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003

Notre structure est construite dans un site meuble (**S3**) donc **$T_1 = 0.15\text{sec}, T_2 = 0.50\text{sec}$**

R : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99,

Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau **R=3.5**

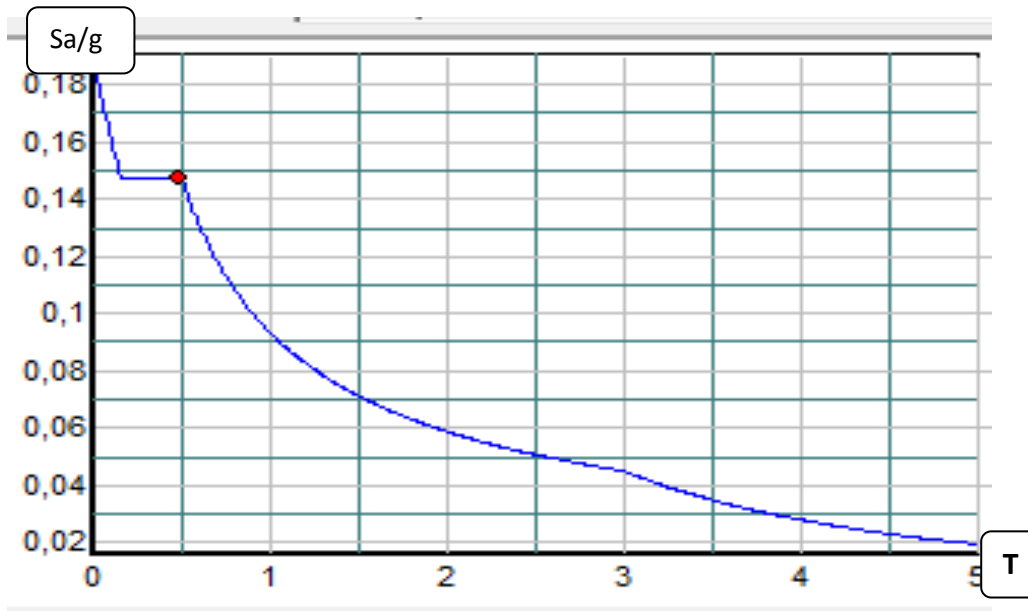


Figure IV.3« Spectre de réponse »

IV2.5.3 Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

➤ Sens longitudinal (x-x)

Tableau IV.9 « Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal »

Mode	Période	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,7053	69,4721	24206.35	0.109	1833.0159
2	0,5404	5,4496	24206.35	0.1302	171.75
3	0,449522	0,0208	24206.35	0.1372	0.690
4	0,201618	10,3138	24206.35	0.1372	342.53
5	0,135601	1,092	24206.35	0.1404	37.11
6	0,106043	0	24206.35	0.1505	0
7	0.0954	3,7917	24206.35	0.1542	141.529
8	0.0597	0,3237	24206.35	0.1666	13.054

➤ Sens transversal (y-y)

Tableau IV .10 « Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal »

Mode	Période	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,7053	5,2342	24206.35	0.109	138.103
2	0,5404	62,0714	24206.35	0.1302	1956.283
3	0,449522	3,328	24206.35	0.1372	110.526
4	0,201618	0,8821	24206.35	0.1372	29.295
5	0,135601	13,7378	24206.35	0.1404	466.888
6	0,106043	0,8662	24206.35	0.1505	31.556
7	0.0954	0,3017	24206.35	0.1542	11.261
8	0.0597	4,4538	24206.35	0.1666	179.611

➤ **Combinaison des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{avec } T_i < T_j$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab IV .11 « Combinaisons des réponses modales »

Mode	Période	$r = T_i/T_j$	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Observation
1	0,7053	0.76619878	0.588	N.V
2	0,5404	0.8318319	0.588	N.V
3	0,449522	0.448516424	0.588	.V
4	0,201618	0.67256395	0.588	N.V
5	0,135601	0.78202225	0.588	N.V
6	0,106043	0.899691634	0.588	N.V
7	0,095406	0.625914512	0.588	NV
8	0,059716	/	/	/

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes par rapport aux autres , donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 2525.92\text{KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 2635.68\text{KN}$$

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$.

Tab IV.12« Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul »

	V_{st} (KN)	V_{dy} (KN)	$0.8V_{st}$	Observation
Sens longitudinal (x-x)	3125.21	2525.92	2500.17	Vérifié
Sens transversal (y-y)	2515.73	2635.68	2012.584	Vérifié

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C. V$$

Vérifications

➤ Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le *RPA99/v.2003* exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (Art 4 - 19 - RPA99/v.2003).}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible

h_e : représente la hauteur de l'étage.

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 - 20 RPA99/v.2003).}$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant

Sens longitudinale :

Tableau IV.13 « Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX' »

Niveau	$\delta x(m)$	R	$\delta_k =$ $R * \delta x(m)$	$\delta^{k-1}(m)$	$\Delta^k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
STORY6	0.0181	3.5	0.06333	0.05775	0.00555	0.0306	C.V
STORY5	0.0165	3.5	0.05775	0.0511	0.00665	0.0306	C.V
STORY4	0.0146	3.5	0.0511	0.04280	0.0083	0.0306	C.V
STORY3	0.01223	3.5	0.04280	0.0329	0.0099	0.0306	C.V
STORY2	0.0094	3.5	0.0329	0.02275	0.01015	0.0306	C.V
STORY1	0.0065	3.5	0.02275	0.01225	0.0105	0.0306	C.V
RDC	0.0035	3.5	0.01225	0.001925	0.0103	0.0408	C.V
SOS SOL	0.00055	3.5	0.001925	0	0.001925	0.02	C.V

➤ Sens transversale

Tableau IV .14 « Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY' »

Niveau	δ_y (m)	R	$\delta_k =$ $R * \delta x$ (m)	δ^{k-1} (m)	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
STORY6	0.013	3.5	0.0455	0.03951	0.00599	0.0306	C.V
STORY5	0.0113	3.5	0.03951	0.0329	0.00661	0.0306	C.V
STORY4	0.0094	3.5	0.0329	0.02625	0.00665	0.0306	C.V
STORY3	0.0075	3.5	0.02625	0.0189	0.00735	0.0306	C.V
STORY2	0.0054	3.5	0.0189	0.01225	0.00665	0.0306	C.V
STORY1	0.0035	3.5	0.01225	0.0063	0.00595	0.0306	C.V
RDC	0.0018	3.5	0.0063	0.00098	0.00532	0.0408	C.V
SOS SOL	0.00028	3.5	0.00098	0	0.00098	0.02	C.V

Commentaire

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de 2^o ordre ou l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaites est à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus

du niveau « k »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 »

h_k : Hauteur d'étage « k »

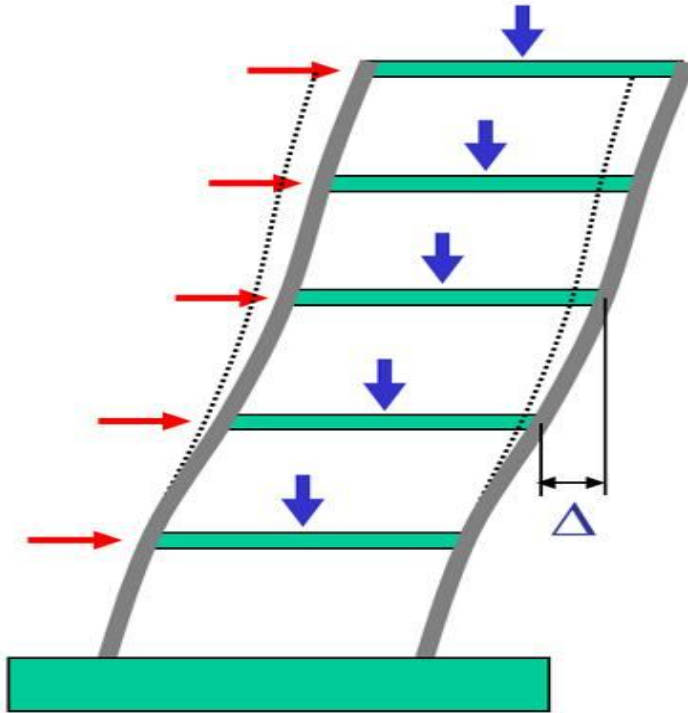


Figure (VI.5) : Présentation de l'effet P- Δ sur la structure

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ 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^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta)$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal**

Tableau IV.15 « Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX' »

Niveau	Δ_x (m)	h_k (m)	V_x (KN)	p_k (KN)	θ_x	< 0.1
STORY6	0.00599	3.06	504.93	3039.1998	0,011782392	C.V
STORY5	0.00661	3.06	959.4	6197.0191	0.013952857	C.V
STORY4	0.00665	3.06	1341.13	9272.2588	0.015025014	C.V
STORY3	0.00735	3.06	1657.03	12347.4988	0.017898413	C.V
STORY2	0.00665	3.06	1910.6	12378.2510	0.01407958	C.V
STORY1	0.00595	3.06	2100.68	15453.4907	0.014304155	C.V
RDC	0.00532	4.08	2223.78	18528.73054	0.010864389	C.V
SOS SOL	0.00098	2	2247.45	21161.87054	0.004613814	C.V

➤ **Sens transversale**

Tableau IV.16 « Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY' »

Niveau	Δ_y (m)	h_k (m)	V_y (KN)	p_k (KN)	Θ_v	< 0.1
STORY6	0.00599	3.06	221.58	3039.1998	0.026849369	C.V
STORY5	0.00661	3.06	417.68	6197.0191	0.032049347	C.V
STORY4	0.00665	3.06	578.73	9272.2588	0.03481476	C.V
STORY3	0.00735	3.06	707.97	12347.4988	0.041891899	C.V
STORY2	0.00665	3.06	809.34	12378.2510	0.033237511	C.V
STORY1	0.00595	3.06	883.56	15453.4907	0.034008391	C.V
RDC	0.00532	4.08	931.36	18528.73054	0.025940572	C.V
SOS SOL	0.00098	2	941.06	21161.87054	0.011018762	C.V

Commentaire

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

. Vérification vis-à-vis du renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et de glissement.

- Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.
- Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. {Art 4.4 RPA99 Version 2003}

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Avec :

- ✓ **MS** : Moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
- ✓ **MR** : Moment de renversement.
- ✓ **Fi** : Efforts sismique appliqués à chaque étage.

✓ d_i : La hauteur de niveau i mesuré

à partir de la base.

✓ b_i : Bras de levier de niveau i .

✓ W_i : Poids de niveau

Dans notre cas $T = 0.705s > 0.7s$ donc : $F_t = 0.07 * T * V$

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinale : ($V_x = 2247.45$ KN).($F_t = 110.9116$ KN)**

Tab IV.17 Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX

Story	Hi	W	w*hi	vx	vx-ft	somm w*hi	vx-ft * w*hi	fi
SOS SOL	2	3039,1998	6078,39961	2247,45	2136,54	324272,735	12986743,89	40,0488308
RDC	6,08	3157,81938	19199,5418	2247,45	2136,54	324272,735	41020589,1	126,500272
STORY1	9,14	3075,23978	28107,6916	2247,45	2136,54	324272,735	60053207,41	185,193514
STORY2	12,2	3075,23978	37517,9253	2247,45	2136,54	324272,735	80158548,18	247,194844
STORY3	15,26	3075,23978	46928,1591	2247,45	2136,54	324272,735	100263889	309,196174
STORY4	18,32	3075,23978	56338,3928	2247,45	2136,54	324272,735	120369229,7	371,197504
STORY5	21,38	3075,23978	65748,6265	2247,45	2136,54	324272,735	140474570,5	433,198833
STORY6	24,44	2633,14232	64353,9983	2247,45	2136,54	324272,735	137494891,6	424,010028

➤ **Sens transversal: ($V_y = 941,06$ KN).($F_t = 46,44$ KN)**

Tab IV.18 Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY

Story	hi	W	w*hi	vx	vx-ft	somm w*hi	vx-ft * w*hi	fi
SOS SOL	2	3039,1998	6078,39961	941,06	894,62	324272,735	5437857,856	16,7693958
RDC	6,08	3157,81938	19199,5418	941,06	894,62	324272,735	17176294,11	52,9686658
STORY1	9,14	3075,23978	28107,6916	941,06	894,62	324272,735	25145703,06	77,5449193
STORY2	12,2	3075,23978	37517,9253	941,06	894,62	324272,735	33564286,36	103,506347
STORY3	15,26	3075,23978	46928,1591	941,06	894,62	324272,735	41982869,66	129,467776
STORY4	18,32	3075,23978	56338,3928	941,06	894,62	324272,735	50401452,96	155,429204
STORY5	21,38	3075,23978	65748,6265	941,06	894,62	324272,735	58820036,26	181,390632
STORY6	24,44	2633,14232	64353,9983	941,06	894,62	324272,735	57572373,98	177,543061

Sens XX**Tableau IV.19:** Moment de renversement dans le sens XX

niveau	Di	fi	di*fi
SOS SOL	2	40,0488308	80,0976616
RDC	6,08	126,500272	769,121654
STORY1	9,14	185,193514	1692,66872
STORY2	12,2	247,194844	3015,7771
STORY3	15,26	309,196174	4718,33362
STORY4	18,32	371,197504	6800,33827
STORY5	21,38	433,198833	9261,79105
STORY6	24,44	424,010028	10362,8051
			36700,9332

Sens YY'**Tableau IV.20:** Moment de renversement dans le sens YY'

Niveau	Di	fi	di*fi
SOS SOL	2	16,7693958	33,5387916
RDC	6,08	52,9686658	322,049488
STORY1	9,14	77,5449193	708,760562
STORY2	12,2	103,506347	1262,77743
STORY3	15,26	129,467776	1975,67826
STORY4	18,32	155,429204	2847,46302
STORY5	21,38	181,390632	3878,13171
STORY6	24,44	177,543061	4339,15241
			15367,5517

- **Moment stabilisateur:**
- ✓ **Calcul du centre de gravité de la structure**
 - **Sens longitudinal et transversal**

$$b_{xi} = L_x - X_{Gi}$$

$$b_{yi} = L_y - Y_{Gi}$$

Tableau IV.21: Centre de gravité et de torsion.

Story	XCM	YCM	XG	YG
SOS SOL	15,556	5,479		
RDC	16,186	5,285		
STORY1	16,312	5,133		
STORY2	16,312	5,133		
STORY3	16,312	5,133		
STORY4	16,312	5,133		
STORY5	16,312	5,133		
STORY6	16,286	5,055		
	129,588	41,484	16,1985	5,1855

$$b_{xi} = L X - XGi = 30.56 - 16.19 = 14.37m$$

$$b_{yi} = L y - YGi = 10.96 - 5.1855 = 5.7745m$$

Tableau IV.22: Vérification au renversement dans le sens XX et YY.

	wt(kn)	b(m)	Ms(kn,m)	Mr	Ms/Mr	observation
sens xx	24206.35	14.37	392106.56	36700,9332	10.68	cv
sens yy	24206.35	5.77	125522.02	15367,5517	8.16	cv

Commentaire :

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.
- **Vérification de l'effort normal réduit : (N_{red})**

Pour évites la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d: \text{ l'effort normal maximal}$$

B_c : l'air de section brute

F_{cj} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV-23 : L'effort normal réduit

Section	N_{rd} (KN)	F_{C28} (MPa)	N_{red} (KN)	Observation
40x50	1422.63	25	0.28	vérifiée
35x45	339.37	25	0.086	vérifiée

chapitre 5

CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V. Calcul des éléments structuraux

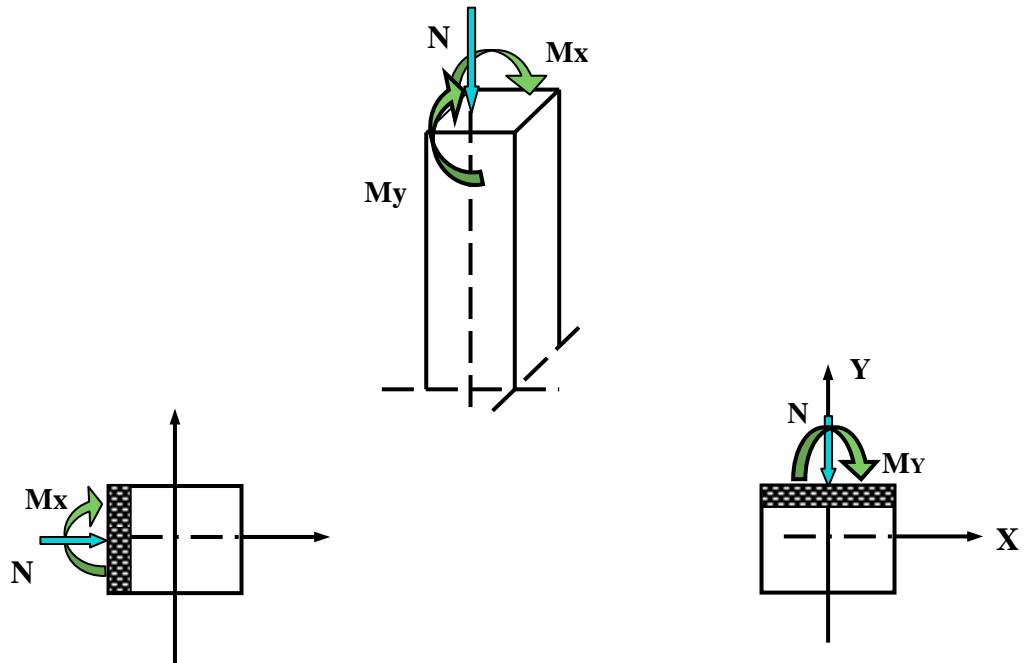
Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple .
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée .

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux :**

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ **Selon BAEL91** : (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

- ❖ **Selon RPA99** : (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

V.1.1.Ferraillage longitudinale :

- **Recommandations de l'RPA99/V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0.8% ($A_{\min} = 0.8\% * b * h$)..... (ZONE IIa)

- Leur pourcentage maximal et de : $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \dots \dots \dots \text{(en zone courante)}. \\ 6\% \dots \dots \dots \text{(en zone de recouvrement)}. \end{array} \right.$

Zone 1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 0.04 * 40 * 50 = 80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(en zone courante)}. \\ A_{\max} = 0.06 * 40 * 50 = 120 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(en zone de recouvrement)}. \end{array} \right.$$

Zone2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 0.04 * 35 * 45 = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(en zone courante)}. \\ A_{\max} = 0.06 * 35 * 45 = 94.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(en zone de recouvrement)}. \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimal est de : 12 mm.
- La longueur minimal de recouvrement est de : 40Ø en (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne dépasse pas 25 cm.
- Les jonctions doivent être faites à l'extérieure des zone nodales.

• **Recommandations du «BAEL99/V2003» :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max \left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{array} \right.$$

B : section du béton=b× h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

$$A \geq \frac{0,23.f_{t28}}{f_e} b_0.d. \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

• **Ferraillage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité : $A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$

Tableau V.2: Ferraillage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	40x50	4	100	2.17	16	80	120
Zone 2	35x45	3.15	78.75	1.71	12.6	60,75	121,5

Etant donné que la structure comporte quatre (2) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone 1** :S-S ; RDC à 3^{ème} étage pour les poteaux de dimensions (40X50)
- **Zone 2** : 4^{ème} et 6^{ème} étage pour les poteaux de dimensions (35X45)

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \text{ et } M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} \text{ et } M_{\text{correspondant}} \\ M_{\max} \text{ et } N_{\text{correspondant}} \end{array} \right.$$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable:

Tableau V. 3: Les sollicitations obtenues par ETABS

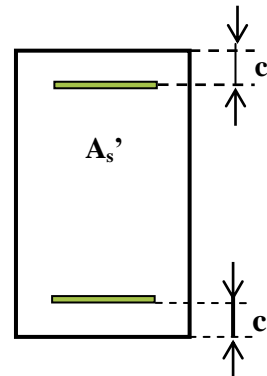
Niveau	Section	sollicitations	N_{corres}	M_{corres}	combinaison
Zone 1	40x50	N_{\max}	-1929.49	-41.36	GQEY
		N_{\min}	1349.78	6.903	08GEY
		M_{\max}	-772.9	-124.014	GQEY
Zone 2	35x45	N_{\max}	-367.61	-24.26	GQEY
		N_{\min}	154.22	11.87	08GEY
		M_{\max}	-78.08	-224.17	GQEX

➤ **Exemple de calcul :**

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7** et à partir de la combinaison la plus défavorable :
- Le poteau le plus sollicité c'est le **C29(Zone 1)**
- La combinaison la plus défavorable est la combinaison **GQEY** :

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm.} \\ S=40 \times 50(\text{cm}^2). \\ L= 3.06 \text{ m.} \\ d = 0.9\text{hcm} = 0.45\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = -124.014\text{KN.m.} \\ N_{\text{corr}} = -772.9\text{KN.m.} \end{array} \right.$$



$$M_u = -6.89 \text{ KN.m.} \quad M_{\text{ser}} = -4.86 \text{ KN.m.}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.224 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$\implies e_1 = e_0 + e_a \quad \implies e_0 = M_{\text{max}} / N_{\text{corr}} = -0.16 \text{ m} = -16 \text{ cm}$$

$$\implies e_1 = (-0.16) + 0.02 = -0.14 \text{ m} = -14 \text{ cm}$$

$$d - h / 2 = 0.20 \text{ m}$$

$$e_0 < d - h / 2 \implies \text{Section entièrement tendues}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

$$L_f / h = 4.28 < \max(15; 5.6) = 15 \dots \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en **flexion composé**.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$


Avec :

$\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_s}\right) = 0.54$$

D'ou: $e_2 = 0.008m = 0.8cm$

$e = (e_1 + e_2) = (-0.14) + 0,008 = -0,132m.$

 $e = -13.2cm$

- Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$Mu_{corr} = N_u \times e = -772.9 \times (-0,132m) = 102.02KN.m$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = -772.9KN. \\ M \text{ corrigé} = 102.02KN.m \end{array} \right.$$

- Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont :

$M_{ua} = Mu_{corr} + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 102.02 - 772.9 \times (0.45 - 0.5/2) = 52.56KN.m$

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{52.56 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.45^2 \times 21.74} = 0.029$

$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.49$

$\mu_{bu} < \mu_{bc}$ section partiellement comprimée.

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.41$

$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49F_{C28} - 3050)10^{-4} = 0.30$

$\mu_{lu} = 0.30 > \mu_{bu} = 0.029$ $A' = 0$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow$ method simplifiée.

$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.44m$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$

$A_u = M_{ua} / Z_b \sigma_s = 52.56 \times 10^{-3} / 0.44 \times 348$ $A_u = 3.43cm^2$

- **Armatures en flexion composée :**

$A^{fc} = A_u - (N_u / f_{ed}) = 3.43 - (772.9 \times 10 / 400)$ $A^{fc} = -15.46cm^2 < 0$ (**Flexion composée**)

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{min}

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.0,4.0,45.2,1}{400} = 2.17\text{cm}^2$$

- $A_{\min} \text{ RPA} = 0.8\% \text{ b} \times \text{h} = 0.008 \times 40 \times 50 = 16\text{cm}^2 \dots \dots \dots$ (en zone II_A)
 $A_{\text{adopté}} = \max(A_{CNF}, A_{\min}, A_{CAL}) = 16\text{cm}^2.$

- Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	A _{cal}	A _{CNF}	A _{RPA}	Choix des barres
			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
Zone 1	N _{max} =-1929.49	M _{cor} = -41.36	40x50	0	2,17	16	8T16
	N _{min} = 1349.78	M _{cor} = 6.903		0			
	N _{cor} =-772.9	M _{max} = -127.014		10.56			
Zone 2	N _{max} =-367.61	M _{cor} = -24.26	35x45	5.43	1.71	12.6	8T14
	N _{min} = 154.22	M _{cor} = 11.87		0			
	N _{cor} =-224.17	M _{max} =-78.08		3.99			

- **Choix des armatures des poteaux :**

Tableau V.5: choix des Armatures

Niveau	Section	A _{S(cal)} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min (RPA)} (cm ²)	A _{max ZR} (cm ²)	A _{max ZC} (cm ²)	choix des armateurs	A _{adop} (cm ²)
Zon 1	(40 x 50)	10.56	2.17	16	120	80	8T16	16.08
Zon 2	(35 x 45)	5.43	1.71	12.6	121,5	60,75	4T16+4T14	14.2

- **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique II_A, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$L_r = 40\phi \quad \text{en zone II}_A$$

Pour : T16.....L_r = 64cm

T14.....L_r = 56cm

V.1.2.Ferraillage transversal :

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \lambda_g \text{ (L'élançement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

❖ **Espacement des armatures transversales :** (Art7.4.2.2.RPA99/V2003)

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min \{10\phi ; 15 \text{ cm}\} \dots$
- Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi$.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

On prend $S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots$ la zone nodale.

On prend $S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ la zone courant.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme

suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8\text{cm}$
- **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{u \max} = 79.75\text{KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{79.75 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.45} = 0.35\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

- **Exemple de calcul :**

➤ **Zone courante :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{\alpha} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.50} = 5.71 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.15 \times 2.5 \times 79.75 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ **4HA8**

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)}$$

$$\frac{2.01}{15 \times 40} = 0.336\% > 0.30\% \dots\dots\dots \text{cv.}$$

➤ **Zone nodale :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{\alpha} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.5} = 5.71 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.10 \times 2.5 \times 79.75 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ **4HA8**

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)}$$

$$\frac{2.01}{10 \times 40} = 0.502\% > 0.30\% \dots\dots\dots \text{cv.}$$

- Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Zone courante**

Tableau V.6 : Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPa)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% Cal	% min
40x50	79.75	15	1.49	5.71	2.5	0.35	4HA8	2.01	0.336	0.3
35x45	26.62	15	0.83	4.76	3.75	0.18	4HA8	2.01	0.38	0.36

➤ **Zone nodale**

Tableau V.7: Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 MPa	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
40x50	79.75	10	0.99	5.71	2.5	0.35	4HA8	2.01	0.502	0.3
35x45	26.62	10	0.55	4.76	3.75	0.18	4HA8	2.01	0.574	0.36

V.1.3.Vérification

a) Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.8 : Vérification des contraintes

Zone	M _{ser} (kn.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ _{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
1	26.53	16.08	251258.97	18.02	10.55	1.89	15	Vérifier
2	35.78	14.2	174944.42	16.92	20.45	3.46	15	Vérifier

b) Contraintes tangentielles: (Art7.4.3.2.RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{si} \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteaux	L _f (m)	λ _g	ρ _d	V(KN)	τ _u (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
40 x 50	2.85	5.71	0.075	79.75	0.35	1.875	Vérifier
35 x 45	2.14	4.76	0.04	26.62	0.18	1	Vérifier

c) Vérification au flambement :

$$N_{\max} = 1929.49 \text{ kn}$$

Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité :

$$N_{\max} = 1929.49 \text{ kn}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec: } i = \sqrt{\frac{I}{B}} .$$

Tel que :

$$\begin{cases} I = 0.00416m^4 \\ B = 0.2m^2 \end{cases}$$

$\Rightarrow i = 0.144 m \quad \Rightarrow \lambda = 19.83$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$0 < \lambda < 50$

$$\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.7987$$

On vérifie que : $B_r \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s}\right)} = \frac{1929.49}{0.7987 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15}\right)} = 198.79 \text{ cm}^2$

Nous avons :

$B_r = (40 - 2)(50 - 2) = 1824 \text{ cm}^2 > 924.111 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

• Schéma de ferrailage des poteaux :

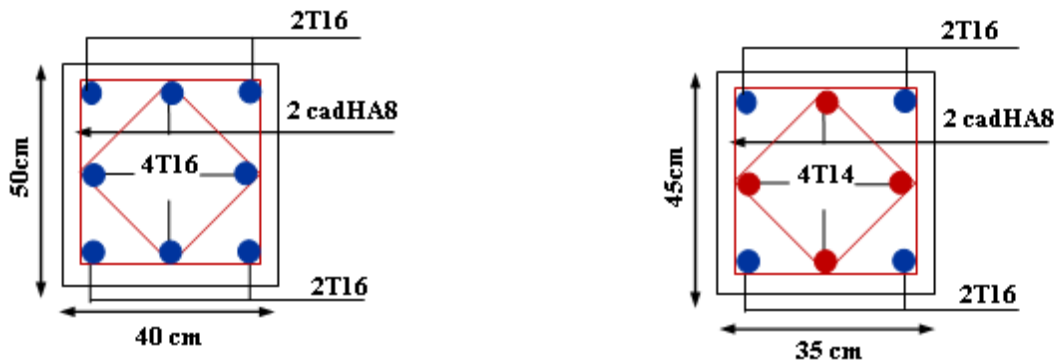


Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. Ferrailage des poutres

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en zone **II_A**.

- Poutres principales : **(b, h) = (25,35)**
- Poutres secondaires : **(b, h) = (25,35)**

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau VI.9 : combinaisons de charges

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	1.35G + 1.5Q	G + Q ± E
E.L.S	G + Q	0.8G ± E

VI.2.1.Recommandation du RPA99 (Version 2003):

a) Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section $\implies A_{\min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $\implies A_{\max} = 4\% b.h$ En zone courante.
 - 6 % $\implies A_{\max} = 6\% b.h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 Øen zone **II_A**

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Avec :

\emptyset_1 : c'est la valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$
- La valeur du diamètre \emptyset_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- *Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :*

Tableau V.10: caractéristiques des

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	35	25	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	25	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable

V.2.2Recommandation du BAEL 91 :

a) *Armatures longitudinales :*

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit :

$$A_{t\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\phi'_{\min} \neq 0) \text{ L'espace max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})} \end{array} \right.$$

b) Armatures transversales :

• **Volume relatif d'armatures :**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

A_t Droites $\alpha = 90^\circ \implies \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$K = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \implies \text{ Donc } k=1 \text{ (flexion simple).} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* k \implies f_{tj}^* = \text{Min} \{ f_{tj}; 3,3 \text{ MPa} \} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

• **Section minimale d'armature d'âme :**

➤ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\}$

➤ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$

➤ Espacement maximale : $S_{t\max} = \text{Min} \left\{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \right\}$

➤ Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

➤ **Calcul des armatures :**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

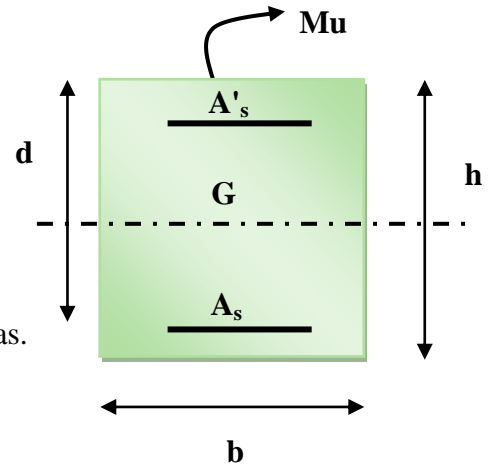
$\gamma_b = 1.15$, $\theta = 0.85$ Si la combinaison est accidentuelle

$\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1$ Si la combinaison est fondamentale

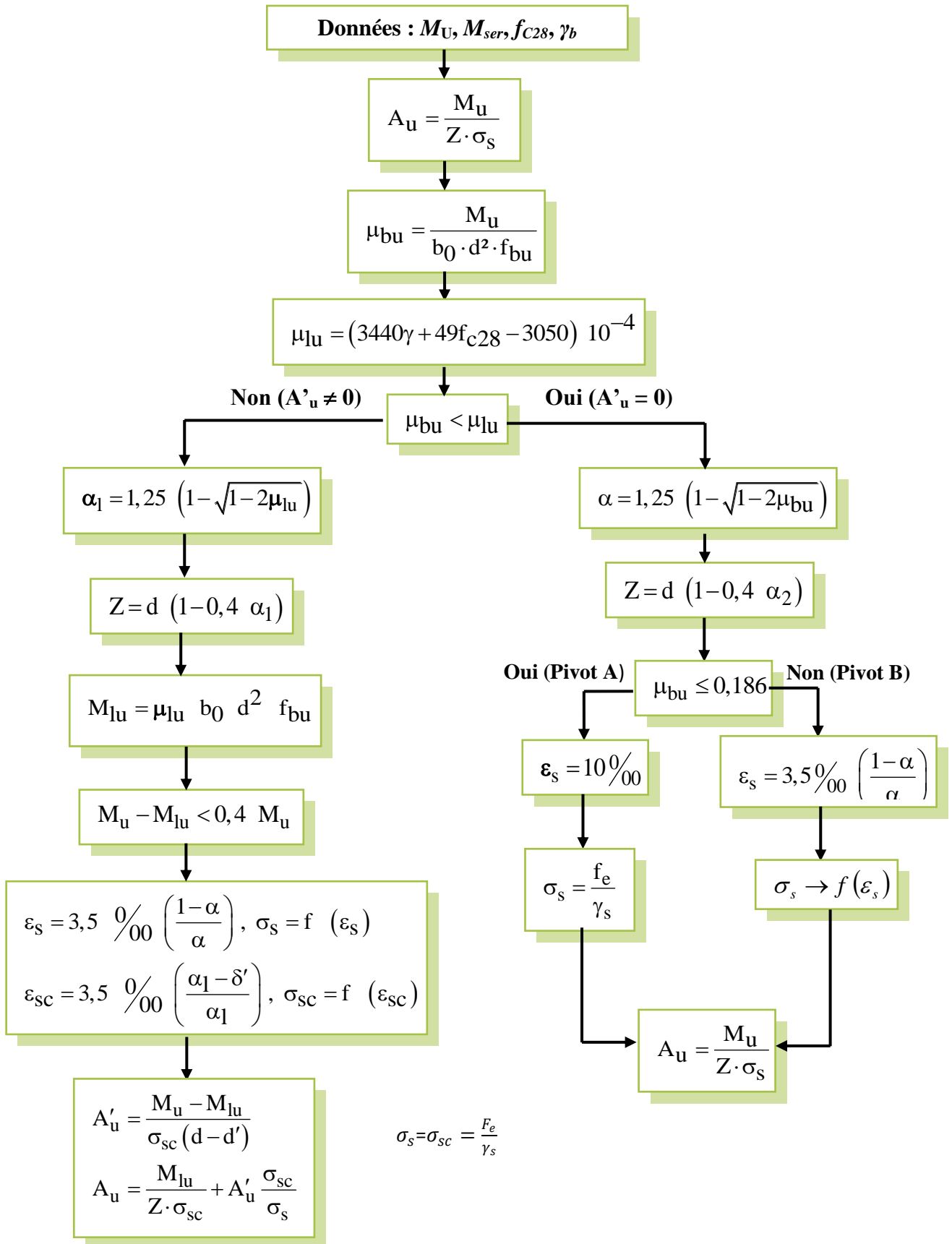
Exemple de calcul :

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

Les étapes de calcul sont résumées dans l'organigramme ci-après :



Organigramme de flexion simple



a) Calcul des armatures longitudinales :

Exemple de calcul.

Poutres porteuses (poutres principales) (25x35) :

➤ Ferrailage sous la combinaison : 1.35G+1.5Q :

• Ferrailage sur appui :

$$\theta = 1, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{u \max} = -38.014 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = -27.614 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{38.014 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.315^2 \times 14.2} = 0.081$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{38.014}{27.614} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.37 + 49(25) - 3050) \times 10^{-4} = 0.288$$

$$\mu_{bu} = 0.081 < \mu_{lu} = 0.288 \dots \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.081 < 0.275 \rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.315[1 - 0.6(0.081)] = 0.3 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{38.014 \times 10^3}{30 \times 348} = 3.64 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en travée:**

$$M_{u \max} = 29.18 \text{ kN.m}, M_{\text{ser}} = 20.97 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{29.18 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.315^2 \times 14.2} = 0.082$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.18}{20.97} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.39 + 49(25) - 3050) \times 10^{-4} = 0.295$$

$$\mu_{bu} = 0.082 < \mu_{lu} = 0.295 \dots \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.082 < 0.275 \rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.315[1 - 0.6(0.082)] = 0.29 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{29.18 \times 10^3}{29 \times 348} = 2.89 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- **En travée :** $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{T}12$
- **Sur appui :** $A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{T}12 + 2\text{T}12$

➤ **Ferraillage sous les combinaisons sismiques : (0.8G±E et G+Q±E)**

En travée :

$$M_{t \max} = 29.303 \text{ KN.m}, M_{\text{ser}} = 20.852 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.053$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.3025$$

$$\mu_{bu} = 0.053 < \mu_{lu} = 0.3025 \dots \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.053 < 0.275 \quad \rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.3486 \text{ m} = 34.86 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{29.303 \times 10^6}{348.6 \times 400} = 2,10 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T12

Sur appuis :

$$M_{t \max} = -83.682 \text{ KN.m} \quad M_{\text{ser}} = 59.77$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.1515$$

$$\mu_{iu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.299$$

$$\mu_{bu} = 0.1515 < \mu_{iu} = 0.299 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.1515 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 32.73 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{83.682 \times 10^6}{327.3 \times 400} = 6,39 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T12+3T12

✓ On suit les mêmes étapes des calculs pour les poutres transversales.

V.2.2. Ferrailage des poutres les plus sollicitées

a. *Armatures longitudinales* : les résultats sont présentés dans les tableaux ci- après

✓ *Poutres principales* : (25x35) :

Zone	Localisation		M_{max}	combinaison	A_s (cm ²)	A_{min}	Choix	$A_{adopté}$
Zone 1	Sur appui	Sup	-68.76	G+Q-EY	5.93	6	3T14+2T12	6.88
		inf	48.41	0.8G+EY	4.07		3T14	4.62
	En travée		21.35	1.35G+1.5Q	1.74		3T14	4.62
Zone 2	Sur appui	Sup	-67.34	0.8G-EY	5.79	6	3T14+2T12	6.88
		inf	46.59	0.8G+EY	3.91		3T14	4.62
	En travée		18.54	1.35G+1.5Q	1.51		3T14	4.62

✓ *Poutres principales liées aux voiles* : (25x35) :

Zone	Localisation		M_{max}	combinaison	A_s (cm ²)	A_{min}	Choix	$A_{adopté}$
Zone 1	Sur appui	Sup	-103.57	G+Q-EY	9.03	6	3T14+3T14	9.24
		inf	91.38	0.8G+EY	8.20		3T14+3T14	9.24
	En travée		7.05	1.35G+1.5Q	0.56		3T14	4.62
Zone 2	Sur appui	Sup	-102.14	G+Q-EY	9.17	6	3T14+3T14	9.24
		inf	88.59	0.8G+EY	7.83		3T14+3T12	8.01
	En travée		10.43	1.35G+1.5Q	0.84		3T14	4.62

✓ *Poutres secondaires : (25x35) :*

<i>Zone</i>	<i>Localisation</i>		M_{max}	<i>combinaison</i>	$A_s (cm^2)$	A_{min}	<i>Choix</i>	$A_{adopté}$
<i>Zone 1</i>	<i>Sur appui</i>	<i>Sup</i>	-59.36	G+Q-EX	5.91	6	3T14+2T12	6.88
		<i>inf</i>	49.68	G+Q+EX	4.87		3T14+2T12	6.88
	<i>En travée</i>		9.83	1.35G+1.5Q	0.90		3T14	4.62
<i>Zone 2</i>	<i>Sur appui</i>	<i>Sup</i>	-50.57	G+Q-EX	4.97	6	3T14+2T12	6.88
		<i>inf</i>	44.52	0.8G-EX	4.33		3T14	4.62
	<i>En travée</i>		11.96	1.35G+1.5Q	1.09		3T14	4.62

✓ *Poutres principales liées aux voiles : (25x35) :*

<i>Zone</i>	<i>Localisation</i>		M_{max}	<i>combinaison</i>	$A_s (cm^2)$	A_{min}	<i>Choix</i>	$A_{adopté}$
<i>Zone 1</i>	<i>Sur appui</i>	<i>Sup</i>	-110.92	G+Q-EX	11.92	6	3T16+3T16	12.06
		<i>inf</i>	95.70	0.8G+EX	11.20		3T16+3T16	12.06
	<i>En travée</i>		14.83	1.35G+1.5Q	1.83		3T14	4.62
<i>Zone 2</i>	<i>Sur appui</i>	<i>Sup</i>	-85.92	G+Q-EX	7.90	6	3T14+3T14	9.24
		<i>inf</i>	63.52	0.8G+EX	6.36		3T14+3T12	8.01
	<i>En travée</i>		17.71	1.35G+1.5Q	1.6		3T14	4.62

Conclusion :

On adopte le même ferrailage sur tous les niveaux. Le choix des armatures est le suivant:

<i>Poutres</i>	<i>Localisation</i>		A_s <i>adopté (cm²)</i>	<i>Choix des barres</i>
<i>Poutres principales</i>	<i>appui</i>	<i>sup</i>	6.88	3T14+3T12
		<i>inf</i>	4.62	3T14
	<i>travée</i>		4.62	3T14
<i>PP liées aux voiles</i>	<i>appui</i>	<i>sup</i>	9.24	3T14+3T14
		<i>inf</i>	9.24	3T14+3T14
	<i>travée</i>		4.62	3T14
<i>Poutres secondaires</i>	<i>appui</i>	<i>sup</i>	6.88	3T14+2T12
		<i>inf</i>	6.88	3T14+2T12
	<i>travée</i>		4.62	3T14
<i>PS liées aux voiles</i>	<i>appui</i>	<i>sup</i>	12.06	3T16+3T16
		<i>inf</i>	12.06	3T16+3T16
	<i>travée</i>		4.62	3T14

V.2.3. Vérifications aux exigences des règlements à respecter

- **Pourcentage minimal exigé par l’PRA99/2003 :**

➤ **Pour les poutres principales (25x35) :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2 = A_s \text{ adoptée.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

➤ **Pour les poutres secondaires (25x35) :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2 = A_s \text{ adopté.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 25 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

a. Armatures transversales :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant.

➤ **Selon le BAEL 91: art A5.1.22**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0.4.b.St/f_e$

b : largeur de la poutre.

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

$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 30, 40\text{cm})$

On adopter l'espacement suivant : **St = 20cm.**

Donc:

$$A_t \geq 0.4 \times 0.25 \times \frac{0.2}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{cm}^2$$

➤ **Diamètre de la section:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t\min}\right) = \min\left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit: } \phi_t = 8\text{mm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t\min}\right) = \min\left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1\right) = 1\text{cm} \quad \text{Soit: } \phi_t = 8\text{mm}$$

• **Selon le RPA99/2003 :**

La section minimale A_t doit vérifier : **$A_t = 0.003 \times St \times b$**

L'espacement maximal :

➤ En zone nodale : **$St \leq \min(h/4, 12\phi_t, 25\text{cm})$.**

On prend: **St = 10cm**

➤ En zone courante : **$St \leq h/2$.**

On prend: **St = 15cm**

$$\text{Donc: } A_t \geq (0.003 \times 0.15 \times 0.25) \times 10^4 = 1.12 \text{cm}^2 \geq 0.6 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t \geq 1.12 \text{cm}^2$$

Conclusion:

$$S_t \text{ Adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$$

Donc : on adopte les espacements suivants :

- ✓ En zone nodale : **St =10 cm.**
- ✓ En zone courante : **St = 15cm.**

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8 : At = 2.01cm²**

(On aura deux cadres de diamètre Ø8).

❖ **Vérification**

- **Condition de non fragilité :** Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la

$$\text{condition suivante : } A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{cm}^2 \dots \text{CV}$$

- **Vérification du cisaillement du béton :**

- **La contrainte tangentielle conventionnelle :** $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; $\tau_u < \bar{\tau}$
- **La contrainte tangentielle admissible :** en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 4.348 \text{MPa} \dots \text{situation - accidentel le}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots \text{situation - durable}$$

$$V_{u \max} = 147 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{v_u}{b_0 d} = 1.40$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{MPa} \\ 5 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u$$

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

Pour les poutres la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton :

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K.Y$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b}{3} y^3 + \eta.A(d - y)^2 + \eta.A'(y - d)^2$$

$$\frac{b * y^2}{2} + \eta(A + A') * y - \eta(A.d + A'.d') = 0 \text{ Avec } (A'=0 \text{ et } \eta=15)$$

$$15y^2 + 15.A.Y - 15*35A$$

$$15y + 4851$$

$$D = (15*A)^2 - 4*7875*a = 476.83 \quad i = 10y^3 + 15A(35-y)^2$$

$$Y1 = \frac{-15 - \sqrt{d}}{30} \quad Y2 = \frac{-15 + \sqrt{d}}{30}$$

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11 : vérification de *Contrainte de compression dans le béton*

Poutres	Localisation	A_s (cm^2)	M_{ser} ($KN.m$)	Y	I	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Appui	6.88	-25.07	12.45	71775.26	4.34	15	CV
	Travée	4.62	15.32	10.61	53168.53	3.05	15	CV
PP liées aux voiles	Appui	9.24	-9.93	13.94	88561.08	1.56	15	CV
	Travée	4.62	5.12	10.61	53168.53	1.02	15	CV
Poutres secondaires	Appui	6.88	-8.56	12.45	71775.26	1.48	15	CV
	travée	4.62	8.63	10.61	53168.53	1.72	15	CV
PS liées aux voiles	appui	12.06	-9.39	15.38	87176.94	1.65	15	CV
	travée	4.62	12.76	10.61	53161.08	2.54	15	CV

a) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$V_{u_{\max}} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a = b - c - 2\text{cm} = 20\text{cm} \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

$$V_{u_{\max}} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a = 500.63\text{KN} \rightarrow V_{u_{\max}} = 147\text{KN} < 500.63\text{KN}$$

➤ *Etat limite de déformation :*• *Nécessité de calcul de la flèche :*

$$\checkmark \text{ Condition N°1 : } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\checkmark \text{ Condition N°2 : } \frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \text{ Condition N°3 : } \frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

l: la portée entre nus d'appuis

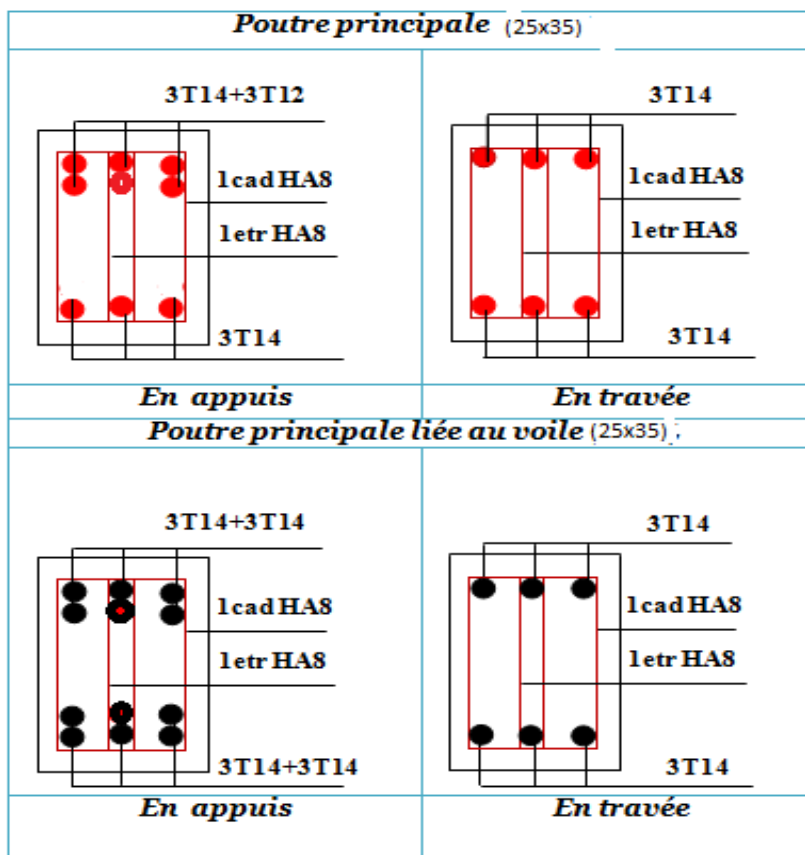
M_t : moment maximum en travée.

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendu correspondante

Les résultats de cette vérification sont donnés dans les tableaux suivants :

<i>Poutres</i>	<i>Vérification N°1(cm²)</i>	<i>Vérification N°2(MN)</i>	<i>Vérification N°3(Mpa)</i>	<i>observation</i>
<i>P.P</i>	$0.12 \geq 0.065$	$0.12 \geq 0.062$	$0.0043 < 0.0105$	<i>CV</i>
<i>P.P liée au voile</i>	$0.12 \geq 0.065$	$0.12 \geq 0.030$	$0.0056 < 0.0105$	<i>CV</i>
<i>P.S</i>	$0.117 \geq 0.065$	$0.117 \geq 0.025$	$0.0049 < 0.0105$	<i>CV</i>
<i>P.S liée au voile</i>	$0.095 \geq 0.065$	$0.095 \geq 0.071$	$0.0049 < 0.0105$	<i>CV</i>

Schéma de ferrailage des poutres principales:*Figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres principales*

- *Schéma de ferrailage des poutres secondaire :*

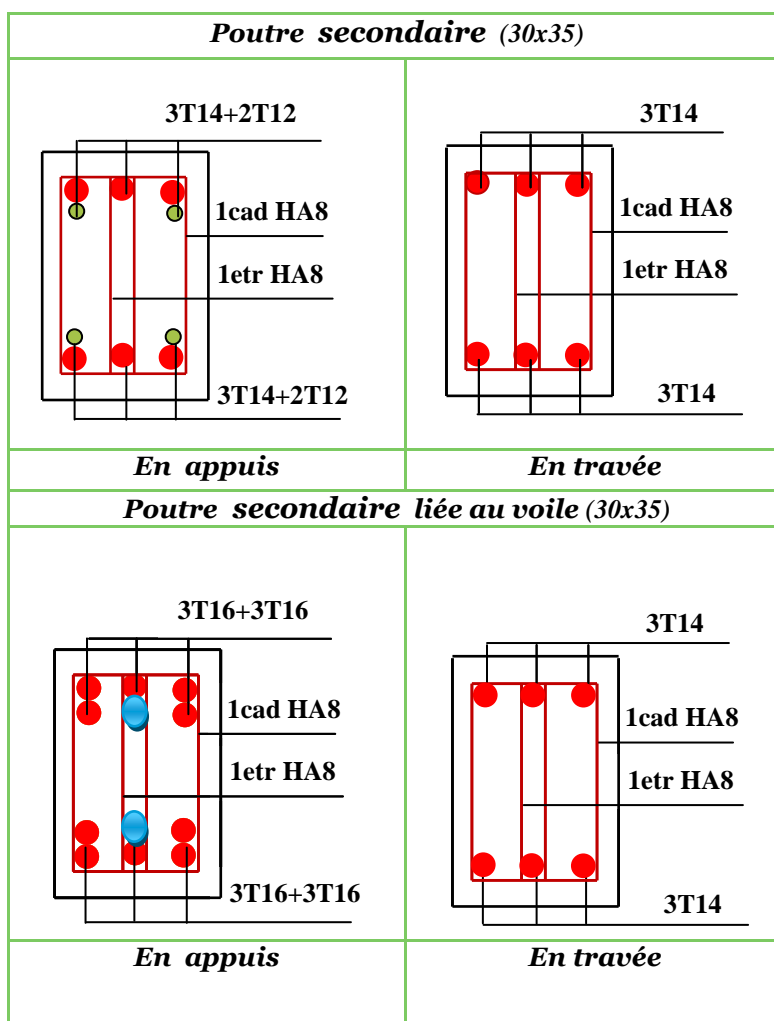


Figure V.4: Schéma de ferrailage des poutres

V.3. Les voiles

V.3.1 Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encartée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation, et une charge horizontale due à une action accidentelle. Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculé en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armature horizontales.

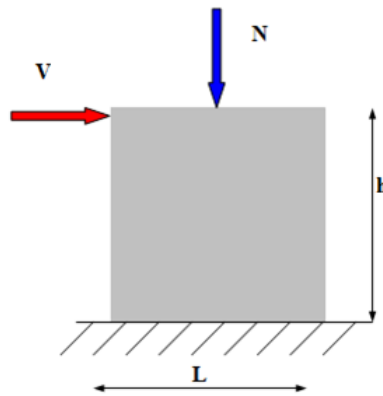


Figure V.5 : Sollicitations des voiles

- **Stabilité de la construction vis-à-vis des charges latérales**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structure auto stable ;
- Structure contreventé par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles, dont le but d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.3.2 Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol ;
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.3.3. Les avantages des voiles

- Leur présence limite les déformations latérales ;
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant ;
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques ;

V.3.4. Combinaison

Procédure de ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon R.P.A.V2003 sous les sollicitations suivantes :

- N_{\max} et M correspondant.
- N_{\min} et M correspondant.
- M_{\max} et N correspondant

. Prescriptions imposées le RPA99

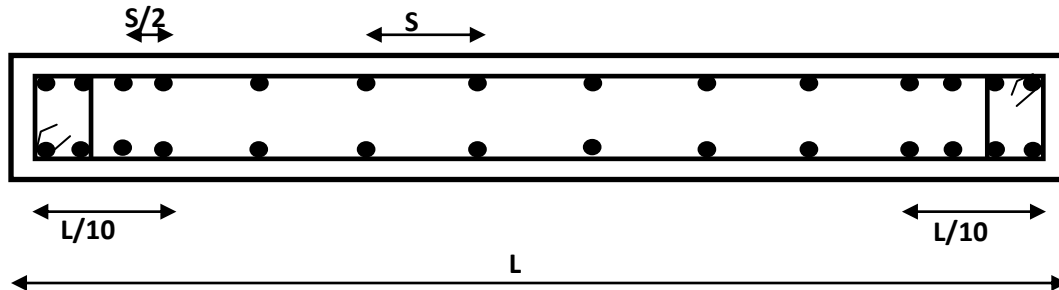
➤ Aciers verticaux

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - ✓ En zone courante 0.1 % ;
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0.15 %.

- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\checkmark S \leq 1.5 a;$$

$$\checkmark S \leq 30 \text{ cm.}$$



➤ **Aciers horizontaux**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

➤ **Aciers transversaux**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- a. L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Article 7.7.4.3 RPA

e : épaisseur du voile

- b. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- c. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- d. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles

VI.3.5. Ferrailage des voiles :

On procéde par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bonde de **1 m** de largeur.

❖ Méthode de calcul

- Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes
- Pour le calcul du ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois parties.
 - **Partie I** : SS , RDC et 1^{ier} étage ;
 - **Partie II** : 2^{ème} , 3^{ème} et 4^{ème} étage;
 - **Partie III** : 5^{ème} , 6^{ème}.

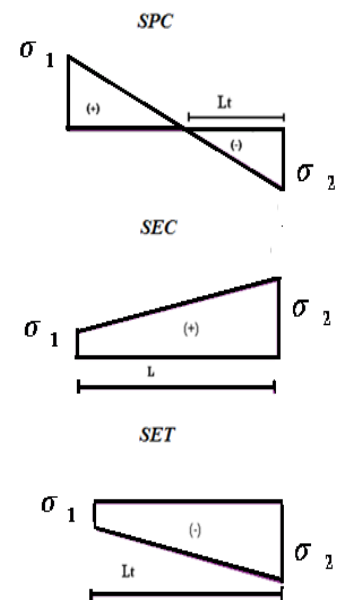
a. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I}$$

Avec :

- **N** : Effort normal appliqué
- **M** : Moment fléchissant appliqué.
- **Ω** : Section transversale du voile.
- **V** : Bras de levier $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$
- **I** : L'inertie de voile



b. Calcul de la force F

- **Section partiellement comprimée (SPC)**

$$F = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$

Avec :

– e : Epaisseur de voile

- *Section entièrement comprimée (S.E.C)*

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c . e$$

- *Section entièrement tendue (S.E.T)*

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t . e$$

L_t : la longueur de la zone tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_c : longueur comprimée $L_c = L - L_t$

c. Calcul des armatures verticales

$$A_v = \frac{F}{f_e} \quad ;$$

d. Armatures minimales de RPA 99

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

- $A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$
- b : épaisseur du voile
- L_t : longueur de la section tendue.

e. Le pourcentage minimal

- *Dans la section du voile courante :*

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$$

- *Dans la zone courante:*

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times c_{\text{courantes}}$$

❖ Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{cal} / b_0 d$

Avec :

- V : L'effort tranchant à la base du voile.
- b_0 : Epaisseur de voile.
- d : Hauteur utile.
- h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

❖ Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

- $S_t \leq \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$.

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ (N : effort de compression).

❖ Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{\min, \max} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier

I : l'inertie de voile $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

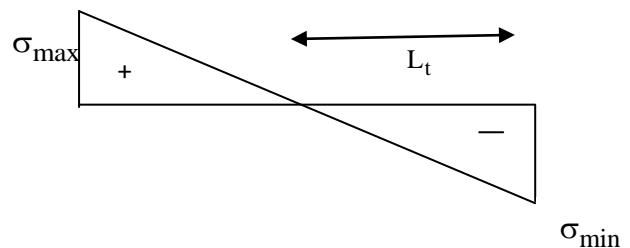


Figure V.5 : Diagramme des contraintes

Calcul de L_t (longueur tendue):

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

i. Calcul de Force :

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} b$$

ii. Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

iii. Armatures minimales selon le BAEL

- Section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \max\left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B\right)$
- Section entièrement tendue : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}, B \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B\right)$

- **Vérification :**

- Vérification à l'ELS :

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL 91 :**

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec } \tau : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

✓ . Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles (V2) de (L=1 m) :

Détermination des sollicitations :

$$M = -311.68 \text{KN.m}$$

$$N_{\min} = -2280.65 \text{KN.m}$$

$$A = 1 \times 0.2 = 0.2 \text{m}^2$$

$$I = 0.0167 \text{m}^4$$

$$v = \frac{L}{2} = 0.5 \text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.v}{I} = -20734.98 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.v}{I} = -2071.65 \text{KN/m}^2.$$

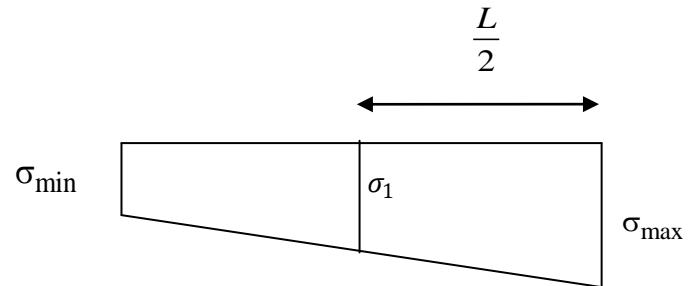


Figure V.6 : Section entièrement tendue

Donc la section est entièrement tendue

$$L_t = 1 \text{m}$$

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{l} = \frac{\sigma_1 - \sigma_{\min}}{l/2}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{l} \times \frac{l}{2} + \sigma_{\min}$$

$$\sigma_1 = -11403.31 \text{KN/m}^2$$

Calcul des armatures verticales :

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \cdot e \quad \mathbf{F=2280.62kn}$$

$$A_V = \frac{F}{f_e} = \mathbf{57.01cm}^2$$

➤ Armature minimale :

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left(0.2\% b \cdot L_t, \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b} : \text{épaisseur du voile.} \\ \mathbf{L}_t : \text{longueur de la section tendue.} \end{array} \right.$

$$0.2\% b L_t = (0.2 \times 0.2 \times 1)/100 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Bf_{t28}}{f_e} = \frac{0.2 \times 2.1}{400} = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max(4 \text{ cm}^2, 10.5 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 10.5 \text{ cm}^2$$

➤ La longueur minimale : (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{avec : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } L_t = (100 - 2(10)) = 80 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_V/4 = 57.01/4 = 14.25 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% b.h = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit donc : } A_H = \max[\text{RPA.V2003 ; BAEL}] = 14.25 \text{ cm}^2$$

Soit donc : soit **5HA10/m** de hauteur pour chaque nappe avec **S_t=20cm**

.Armature transversale:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99** [art 7.7.2] à :

$$\bar{\tau} = 0.02 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V = -134,89 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \frac{134.89 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.8} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

$$\text{Selon le B.A.E.L: } \tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{134.89 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.8} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.26\text{Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

❖ *Vérification à L'ELS*

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = \frac{570.79 \cdot 10^3}{200 \cdot 1000 + 15 \cdot 57.01 \cdot 10^2} = 1.99\text{MPa} \dots$$

$$\sigma_b = 1.99\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

Le schéma qui suit montre la disposition et la nomenclature des voiles :

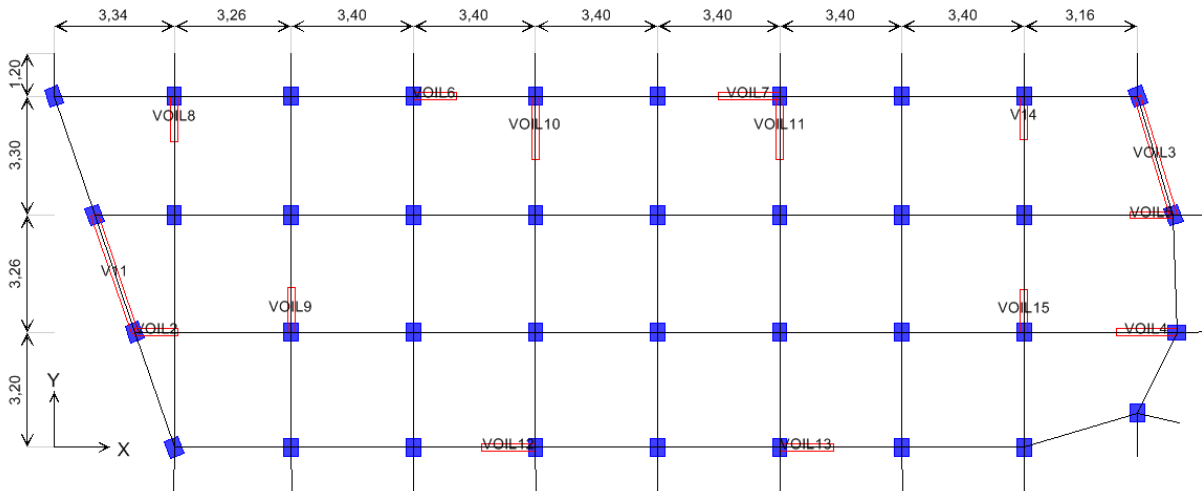


Figure V.7: Schéma de la disposition des voiles

❖ Conclusion de ferrillage

Les sollicitations et le ferrillage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux suivants :

Les voiles V1, V3 de longueur $L = 2.85m$

Tableau V.12: Sollicitations et contraintes

Zones	sollicitation	Long	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t	L _c
Zone1	Nmax Mcorr	1	-2133.72	-1281.92	-8550.56	-1063.84	2.85	/
	Nmin Mcorr	1	594.45	1017.78	4859.56	-2773.78	1.03	1.82
	Mmax Ncorr	1	-80.2	3475.80	12893.55	-13174.95	1.44	1.41
Zone2	Nmax Mcorr	1	-887	-1217.57	6122.02	-4565.88	1.21	1.63
	Nmin Mcorr	1	-90.83	437.06	1479.62	-1798.32	1.56	1.29
	Mmax Ncorr	1	1354.08	-314.82	4525.48	-5630.11	1.58	1.27
Zone3	Nmax Mcorr	1	-493.49	63.03	-629.40	-1102.13	2.85	/
	Nmin Mcorr	1	206.32	135.003	3018.49	-5081.69	1.78	1.062
	Mmax Ncorr	1	-238.7	509.232	1490.84	-2328.39	1.74	1.11

Les voiles V2, V5, V6 ; V9 ; V12, V13, V14, V15. de longueur L =1m

Tableau V.13: Sollicitations et contraintes

Zones	sollicitation	Long	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t	L _c
Zone1	Nmax Mcorr	1	-1769.93	-382.72	-20809.65	3110.35	0.86	0.24
	Nmin Mcorr	1	854.26	235.09	11617.86	-3074.95	0.21	0.79
	Mmax Ncorr	1	-1111.67	-1019.56	-37419.2	26302.9	0.59	0,41
Zone2	Nmax Mcorr	1	-822.5	-262.35	-12310.93	4085.93	0.75	0,25
	Nmin Mcorr	1	161.43	255,53	8792.46	-7178.16	0.45	0.55
	Mmax Ncorr	1	-743.85	-304.48	-13245.5	5807	0.70	0,30
Zone3	Nmax Mcorr	1	-417.291	-120.91	-5864.88	1691.98	0.77	0.23
	Nmin Mcorr	1	198.82	196.89	7146.91	-5158.71	0.42	0.58
	Mmax Ncorr	1	-324.75	-220.35	-8509.68	5262.18	0.62	0.38

Les voiles V4, V7 ; V10, V11, de longueur L =1.5m

Tableau V.14 : Sollicitations et contraintes

Zones	sollicitation	Long	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t	L _c
Zone1	Nmax Mcorr	1.5	-1511.06	-367.35	-9956,72	-117	1.5	/
	Nmin Mcorr	1.5	462,63	133,75	4726,62	-1642,42	0.38	1.12
	Mmax Ncorr	1.5	-885,06	-982,128	-16103,59	10203,19	0.58	0.92
Zone2	Nmax Mcorr	1.5	-811,37	10,214	-2568,56	-2840,56	1.5	/
	Nmin Mcorr	1.5	63.55	306,233	4313,12	-3889,46	0.71	0.79
	Mmax Ncorr	1.5	- -201,38	389,766	4548,74	-5891,26	0.57	0.93
Zone3	Nmax Mcorr	1.5	-368,2	-89,091	-2420,49	-34,17	1.5	/
	Nmin Mcorr	1.5	101,24	226,013	2945,3	-2270,38	0.65	0.85
	Mmax Ncorr	1.5	50,41	228,357	4015,1	-2101,4	0.52	0.98

Ferraillage et vérification :

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.85	2.85	2.85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,57	0,57	0,57	
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	-8550.56	4525.48	-629.40	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-1063.84	-1753,44	-1102.13	
	V _U (KN)	242.43	535.4	13.9	
	L _t (m)	2.85	1,58	2.85	
	L _c (m)	0,00	1.27	0.00	
	σ_1	-4807.2	/	865.76	
Ferraillages	N (KN)	2740.104	277.04	493.48	
	A _v (cm ²)	68.50	6.92	12.33	
	A _{min} (cm ²)	29.4	29.4	29.4	
	A _{adopté} (cm ²)	40.02	29.41	29.41	
	Zone courant	16T14	16T12	16T12	
	S _t (cm)	15	15	15	
	Zone about	10HA14	10HA12	10HA12	
	S _t (cm)	7	7	7	
	A _H (cm ²)	(BAEL)	17.125	1.557	3.08
		(RPA)	8.5	8.55	8.55
	Choix par nappe/mh	13T12	13T10	13T10	
	S _t (cm)	20	20	20	
	A _t (cm ²)/m ²	4			
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ (MPa)	0,94	1.36	0,024
		τ_b (MPa)	0,67	0.97	0,025
		$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
		$\bar{\tau}_U$	3.26	3.26	3.26
	Effort normale à ELS	N _s (KN)	886.98	548.15	307.66
		σ_b (MPa)	1.55	0.96	0.53
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15

Tableau V.15 : Ferraillage et vérification

Des voiles V1, V3

Zone		Zone1	Zone2	Zone3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,2	0,2	0,2	
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	-20809.65	-12310.93	-5864.88	
	σ_{\min} (KN/m ²)	3110.35	4085.93	1691.98	
	V _U (KN)	101.14	-127.7	-51.51	
	L _t (m)	0.86	0.75	0.77	
	L _c (m)	0.14	0.25	0.23	
	σ_1	/	/	/	
Ferrailages	N (KN)	1789.62	923.31	451.59	
	A _v (cm ²)	44.74	23.08	11.28	
	A _{min} (cm ²)	10.05	10.05	10.05	
	A _{adopté} (cm ²)	11.31	11.31	11.31	
	Zone courant	6T12	6T12	6T12	
	S _t (cm)	15	15	15	
	Zone about	4HA12	4HA12	4HA12	
	S _t (cm)	7	7	7	
	A _H (cm ²)	(BAEL)	11.18	5.77	2.82
		(RPA)	3	3	3
	Choix par nappe/mh	12T10	12T10	12T10	
	S _t (cm)	20	20	20	
	A _t (cm ²)/m ²	4			
	Vérification	Contrainte de cisaillement	τ (MPa)	0.39	0.32
τ_b (MPa)			0,28	0.22	0,092
$\bar{\tau}$ (MPa)			5	5	5
$\bar{\tau}_U$			3.26	3.26	3.26
Effort normale à ELS		N _s (KN)	526.14	489.81	113.31
		σ_b (MPa)	1.96	2.08	0.52
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15

Tableau V.16: Ferrailage et vérification

Des voiles V2, V5, V6 ; V9 ; V12, V13, V14, V15. de longueur L = 1m

Zone		Zone1	Zone2	Zone3		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3		
Sollicitation de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	-9956,72	-2568,56	-2420,49		
	σ_{\min} (KN/m ²)	-117	-2840,56	-34,17		
	V _U (KN)	-142.72	-28	-85,69		
	L _t (m)	1.5	1.5	1.5		
	L _c (m)	/	/	/		
	σ_1	/	/	/		
Ferrailages	N (KN)	1511,058	811.36	368.19		
	A _v (cm ²)	37.77	20.28	9.20.		
	A _{min} (cm ²)	15.75	15.75	15.75		
	A _{adopté} (cm ²)	18.37	10.21	10.21		
	Zone courant	9T14	9T10	9T10		
	S _t (cm)	15	15	15		
	Zone about	4HA12	4HA10	4HA10		
	S _t (cm)	7	7	7		
	A _H (cm ²)	(BAEL)	9.44	5.07	2.3	
		(RPA)	4.5	4.5	4.5	
	Choix par nappe/mh	12T10	12T10	12T10		
	S _t (cm)	20	20	20		
	A _t (cm ²)/m ²	4				
	Vérification	Contrainte de cisaillement	τ (MPa)	0.55	0.071	0,21
			τ_b (MPa)	0,39	0.05	0,15
$\bar{\tau}$ (MPa)			5	5	5	
$\bar{\tau}_U$			3.26	3.26	3.26	
Effort normale à ELS		N _s (KN)	526.14	489.81	113.31	
		σ_b (MPa)	1.47	1.48	0.36	
		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15	15	

Tableau V.17 : Ferrailage et vérification

Des voiles V4, V7 ;V10,V11, de longueur L =1.5m

- *Ferraillage du voile V4, V7 ;V10,V11 :*

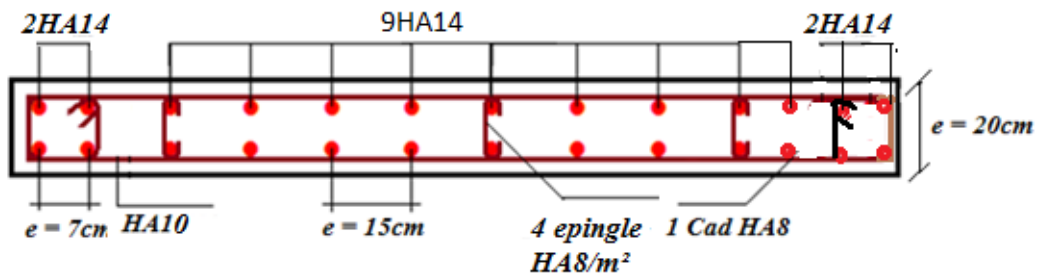


Figure V.8: Schéma de ferraillage du voile de 1.5m

chapitre 6

ETUDE DES FONDACTIONS

VI.1.Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la super structure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) :
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types de fondations :

- a) **Fondation superficielles** : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
- b) **Fondations profondes** : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI.2.Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du

sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2\text{bars}$

VI.3.Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

VI.3.1 Dimensionnement de la semelle

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2\text{bars} = 20 \text{ (tf / m}^2\text{)}, \text{ (à une profondeur de 1.8 m)}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que: $\left\{ \begin{array}{l} N = \sum Ni \text{ de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{array} \right.$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée. $\implies B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

➤ Calcul des surfaces revenant aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les surfaces revenant aux semelles

file	N(KN)	σ_{sol} (KN/m ²)	S (m ²)
1	1293,84	200	6.4692
2	2394,23	200	11.97115
3	2141,14	200	10.7057
4	2758,11	200	13.79055
5	1849,77	200	9.24885
6	2431,09	200	12.1554
7	1951,33	200	9.75665
8	2702,48	200	13.5124
A	5170,31	200	25.85155
B	5869,35	200	29.34675
C	5974,33	200	29.8765
D	6100,48	200	30.5024

O n a :

$$S_{\text{semelles}} = \sum S_{si} = 203.1871$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 319.06$$

Donc :

$$(S_s / S_b) = 0.63 > 0.5$$

• Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

VI.4. Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.4.1. Pré dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier

a.1) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 3.4\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$D'où : 42.5\text{cm} \leq h_r \leq 68\text{cm}. \quad (1)$$

a.2) Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ Avec $I = \frac{bh^3}{12}$

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (3.4)^4}{32164.1995\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0.43m$$

a.3)Condition de coffrage

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{340}{10}$$

$$h_n \geq 34cm$$

Finalement : d'après (1), (2), (3) on opte : $h_r = 60 \text{ cm}$

❖ *Condition de coffrage*

• **Pour la nervure**

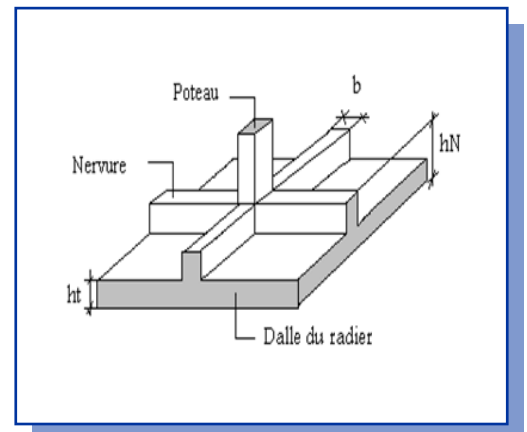
La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{340}{10} = 34cm$$

Soit : $h_p = 75 \text{ cm}$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{75}{2} = 37.5cm$$

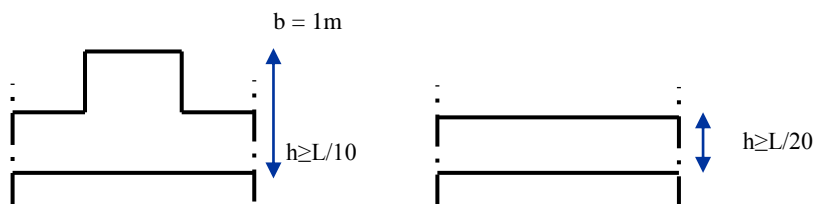
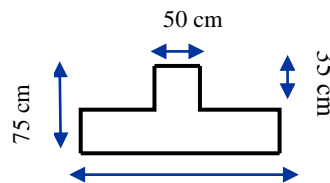
Soit : $b_p = 50 \text{ cm}$



Pour la dalle

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{340}{20} = 17cm$$

Soit : $h_t = 40cm$



On adopte un radier nervuré de dimensions

Pour la dalle : $h_r = 40\text{cm}$

Pour les nervures : $h_r = 75\text{cm}$

Calcul de surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \Longrightarrow \quad S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

A la base du bâtiment :

$$N_u = 1,35G + 1,5 Q = 56705,22 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$B_{\text{âtiment}} = 319,06 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 283,52 \text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de ($S = 319,06 \text{ m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (**D**) minimum.

❖ *Le calcul de D (débordement)*

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}) = \max (75/2; 30\text{cm}) = 37,5\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{D = 50\text{cm}}$$

$$S_{\text{radier}} = 283,52 + S_{\text{débord}} \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{\text{Déb}} = D \times P \\ \text{Avec: } P = \text{périmètre de l'immeuble} \end{array} \right.$$

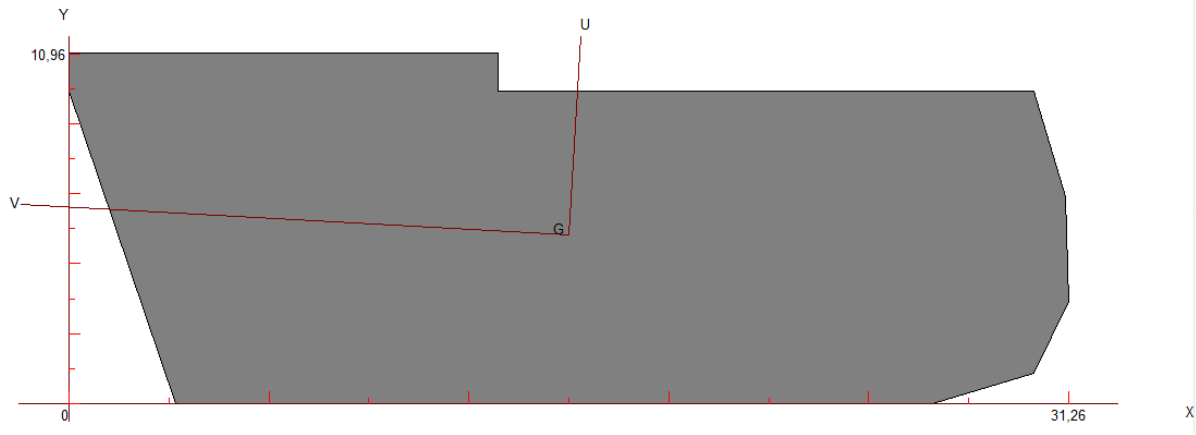
$$S_{\text{Deb}} = 0,5 \times 79,04 = 39,52 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 323,04 \text{ m}^2$$

VI.4.2. Caractéristiques géométriques du radier

a) Centre de masse du radier

$$(X_r, Y_r) = (15.65, 5.29) \text{ m}$$



b) Inertie du radier

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_x = 2634 \text{ m}^4$$

$$I_y = 21622.3 \text{ m}^4$$

c) Centre de masse de la structure

$$(X_s, Y_s) = (15.65, 5.75) \text{ m}$$

d) L'excentricité

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.00 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.46 \text{ m}$$

VI.4.3. Vérifications

VI.4.3.1 Vérification du renversement

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

Avec $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot V}{I}$; $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot V}{I}$

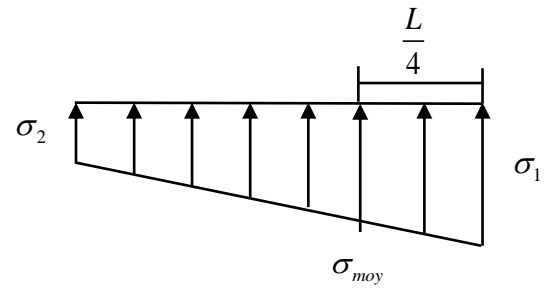


Diagramme des contraintes

Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

T₀ : L'effort tranchant à la base de la structure.

H : profondeur de l'infrastructure. h = 2 m.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **0,8G ± E**.
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison **G + Q + E**.

Tableau VI.2 : Vérification de soulèvement

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (KN)	18163,1	18163,1	17512,51	17566,94	26922,19	26271,6
M (KN.m)	3340,487	11343,141	17494,635	14956,11	20817,587	18029,405
V (m)	15.65	5.29	15.65	5.29	15.65	5.29
I (m⁴)	2634	21622.3	2634	21622.3	2634	21622.3
S(m²)	323.04	323.04	323.04	323.04	323.04	323.04
σ₁(MPa)	0.076	0.059	0.36	0.058	0.207	0.086
σ₂ (MPa)	0.036	0.054	-0.05	0.05	-0.04	0.077
σ_{moy}(MPa)	0.066	0.057	0.257	0.056	0.145	0.083
σ_{adm}(MPa)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
La condition	vérifiée	Vérifié	Vérifié	vérifié	vérifié	Vérifié

VI.4.3.2 Vérification au poinçonnement:

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots (\text{art A.5.2.4}) \text{ CBA93.}$$

μ_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite.

➤ **Sous poteau :**

$N_u = 1900 \text{KN}$

$\mu_c = 2 \cdot (a + b + 2h_{\text{radier}}) = 2 \cdot (0,5 + 0,4 + 2 \times 0,75) = 4,8 \text{m}$

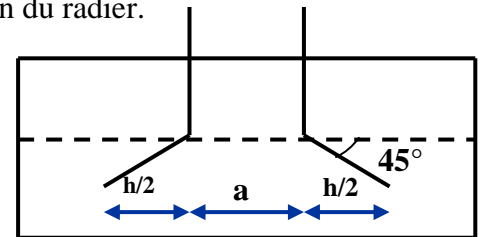


Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \implies h \geq \frac{N_u}{0,045 \cdot \mu_c \cdot (f_{c28} / \gamma_b)}$$

$$h \geq \frac{1900 \times 10^{-3}}{0,045 \times 4,8 \times (25/1,5)} \implies h \geq 0,52 \text{m} \implies h_r = 0,75 \text{m} \geq 0,52 \text{m}$$

• **Pour les voiles :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (**V5**) de longueur **L=2.95m**.

$N_u = 2630 \text{KN}$

$\mu_c = 2 \cdot (a' + b')$

Avec : $\begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$

$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 9,3 \text{m}$

$N_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$

$$h \geq \frac{2630 \times 10^{-3}}{0,045 \times 9,3 \times (25/1,5)} \implies h \geq 0,73 \text{m} \implies h_r = 0,75 \text{m} \geq 0,73 \text{m}$$

D'après la vérification, On choisi comme épaisseur **h_r = 75cm**

VI.4.3.3. Vérification au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau_u = \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 \quad ; \quad b = 1\text{m}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 3.4 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \end{array} \right.$$

a) Détermination des charges et des surcharges :

$$\text{Superstructure} : \quad G = 22297,26 \text{ KN} \quad ; \quad Q = 4299,64 \text{ KN}$$

➤ Infrastructure

- Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 76.65 m avec une hauteur de 2m

$$G_{vp} = e . h . l . 25 = 766.5 \text{ KN/M}$$

- Poids du radier :

$$G_{rad} = S_r . h_{dall} . 25 = 8076 \text{ KN}$$

$$\text{Donc :} \quad G_{\text{totale}} = 31139.76 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{totale}} = 4299,64 \text{ KN}$$

b) Détermination des efforts

Sollicitations :

$$\text{-ELU :} \quad N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \quad N_U = 48488.14 \text{ KN}$$

$$\text{-ELS :} \quad N_S = N_G + N_Q \quad N_S = 35439.4 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{\text{radier}} \times 0.06 f_{cj}}$$

$$h_r \geq \frac{48488.14 \times 3.4 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 323.04 \times 0.06 \times 25} = 0.29 \text{ m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 0.85 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

VI.4.3.4. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_{radier}$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{radier} + W_{bâtiment} + W_{voileper}$$

$$W = 8076 + 22297,26 + 766.5 = 31139.76 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1,5$;

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN / m}^3$) ;

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = -5.06 \text{ m}$) ;

S_{radier} : surface du radier, ($S_{radier} = 323.04 \text{ m}^2$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_{radier} = 1,5 \times 10 \times 5,6 \times 323.04 = 27135.36 \text{ KN}$$

Donc : $w = 31139.76 > 27135.36 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

VI.4.3.5. Surface minimale du radier

Il faut que la surface du radier doive vérifier la condition suivante :

$$\text{❖ A l'ELS : } S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{48488.14}{200} = 242.44 \text{ m}^2$$

$$\text{❖ A l'ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{35439.4}{260} = 136.30 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface du radier ($S_{rad} = 323.04 \text{ m}^2$) est supérieure à la surface minimale donc la condition est vérifiée.

VI.4.3.6. Vérification selon le RPA

D'après le RPA99 VERSION 2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

Tableau VI.3. : Vérification du renversement selon RPA

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (KN)	18163,1	18163,1	17566,9	17566,9	26922,19	26922,19
M (KN.m)	8440,808	11343,141	17494,635	25497,29	13141,15	11514,103
e (m)	0.46	0.62	1	1.45	0.49	0.43
L/4 (m)	7.79	2.99	7.79	2.99	7.79	2.99
La condition	Vérifiée	vérifié	Vérifié	vérifié	vérifié	Vérifié

VI.4.3.7. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

-**N** : Effort normal du au charges verticales :

-**M** : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	26596,9	26596,9	36550,76	36550,76
M (KN.m)	10400,026	15585,278	14273,088	21336,991
V (m)	15.65	5.29	15.65	5.29
I (m⁴)	2634	21622.3	2634	21622.3
S	323.04	323.04	323.04	323.04
σ_1(MPa)	0.144	0.086	0.197	0.118
σ_2(MPa)	0.0205	0.079	0.028	0.108
σ_{moy}(MPa)	0.113	0.084	0.154	0.115
σ_{adm}(MPa)	0.2	0.2	0.2	0.2
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.4.4. Ferrailage des panneaux du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau

VI.4.4.1 Calcul des sollicitations

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- $0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un seul sens.
- $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur d'unité et ont pour valeurs :

- dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
 - dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$
- Les valeurs des μ_x, μ_y ont fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x, M_{ty} = 0.75M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5M_x, M_{ay} = 0.5M_y$)

Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85M_x, M_{ty} = 0.85M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0.3M_x, M_{ty} = 0.3M_y$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

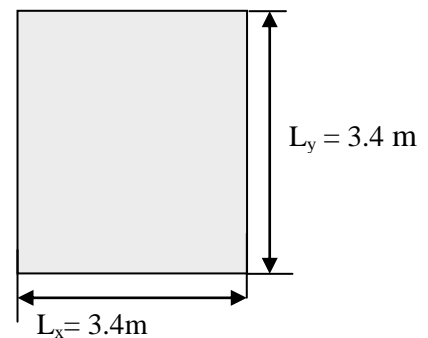


Figure VI .2: Le panneau le plus sollicité

a) Evaluation des charges et surcharges

➤ **ELU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{36550.76}{323.04} = 113.14 \text{KN}$$

➤ **ELS**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{26596.9}{323.04} = 82.33 \text{KN}$$

b) Calcul du ferrailage longitudinal

Le ferrailage est déterminé par le calcul de la section rectangulaire en flexion simple pour le panneau le plus sollicité.

c) Evaluation des moments

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{3.4} = 1 \quad \text{Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \text{ Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \text{ Dans le sens de la grande portée.}$$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le BAEL.

Tab VI.5 : Moment longitudinal et transversal

		$L_x(m)$	$L_y(m)$	μ_x	μ_y	$q(KN)$	$M_{0x}(KN.m/ml)$	$M_{0y}(KN.m/ml)$
ELU	$\nu = 0$	3.40	3.40	0.0368	1.00	113.14	48.13	48.13
ELS	$\nu = 0.2$	3.40	3.40	0.0441	1.00	82.33	41.97	41.97

VI.4.4.2 Calcul du ferrailage

a) Pourcentage minimal

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.24 \text{cm}^2$$

b) Espacement maximal

Fissuration préjudiciable

$$S_{tx} \text{ et } S_{ty} \leq \text{Min}(2 \cdot h_r, 25 \text{cm}) = 20 \text{cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

c) Calcul des armatures à L'ELU

Tableau VI.6. : Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELU

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_u (KN.m)	36.09	24.06	36.09	24.06
A_s' (cm ² /ml)	0	0	0	0
A_s (cm ² /ml)	1.3	0.87	1.3	0.87
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	9.24	9.24	9.24	9.24
choix des barres/ml	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
A_s adopté	10.05	10.05	10.05	10.05
Espacement (cm)	20	20	20	20

d) Calcul des armatures à L'ELS :**Tableau VI.7.a** : Ferrailage longitudinal et transversal du radier à l'ELS

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_{Ser} (KN.m)	31.48	21	31.48	21
A_s' (cm ² /ml)	0	0	0	0
A_s (cm ² /ml)	1.13	0.76	1.13	0.76
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	9.24	9.24	9.24	9.24
choix des barres/ml	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
A_s adopté	10.05	10.05	10.05	10.05
Espacement (cm)	20	20	20	20

❖ Schéma de ferrailage du radier :

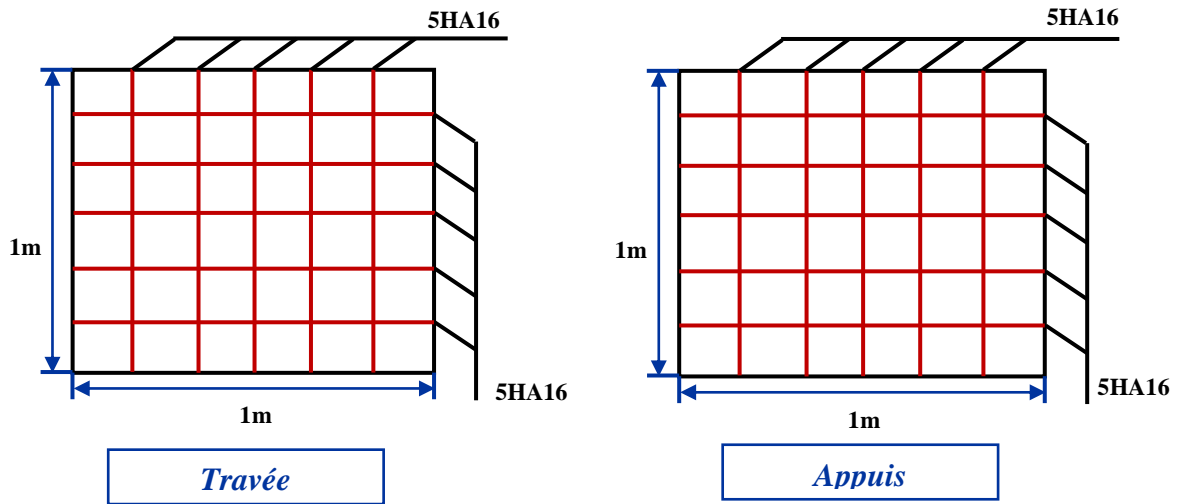


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage

VI.4.4. 3 Vérification de la continuité des moments

Tableau VI.8 : Vérification de la continuité des moments

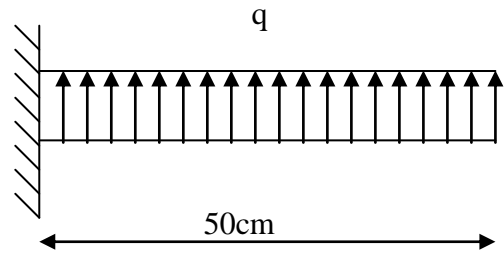
	ELU				
	Moment (KN.m)	Mt+(Me+Mw)/2	1.25M ₀	Vérification	
Sens X-X	M ₀	48.13	60.16	60.16	vérifiée
	Me	24.06			
	Mw	24.06			
	Mt	39.09			
Sen Y-Y	M ₀	48.13	60.16	60.16	vérifiée
	Me	24.06			
	Mw	24.06			
	Mt	39.09			
	ELS				
	Moment (KN.m)	Mt+(Me+Mw)/2	1.25M ₀	Vérification	
Sens X-X	M ₀	41.97	52.46	52.46	vérifiée
	Me	21			
	Mw	21			
	Mt	31.48			
Sens Y-Y	M ₀	41.97	52.46	52.46	Vérifiée
	Me	21			
	Mw	21			
	Mt	31.48			

Ferrailage de débord

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.5$ m, le calcul de Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$h=0.85, \quad b=1\text{m}, \quad d=0,9 \times h=0.76 \text{ m}$$

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en Fissuration préjudiciable



➤ L'ELU

$$M_{\max} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{113,14 \times 1^2}{2} = 56,57 \text{ KN.M}$$

Mu (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z (m)	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	St (cm)
56,57	0,76	0,007	0,75	2,17	9,24	10,15	5HA16	20

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 1,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\}, \quad Vu = q_u \cdot \frac{l}{2} = 56,57 \text{ KN}$$

$$\tau_b = 0,075 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

⇒ Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

Ferrailage des nervures

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

- **Sens longitudinal**

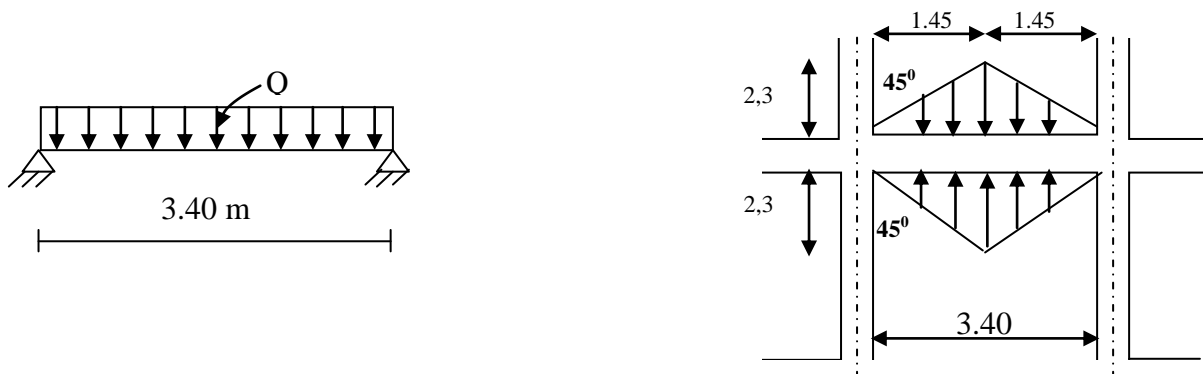


Figure VI.4 Répartition des charges sur les poutres

Les lignes de rupture :

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

$$\text{AVEC} = \begin{cases} L_{x1} = 3.40 \\ L_{y1} = 3.30 \\ L_{x2} = 3.40 \end{cases}$$

$$Q = 113,14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q' = \frac{113.14}{2} \left[\left(1 - \frac{3.40^2}{3 \times 3.3^2} \right) \times 3.4 + \left(1 - \frac{3.40^2}{3 \times 3.30} \right) \times 3.40 \right] = 248.56 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{2} = 359.16 \text{ KN.m}$$

a-Calcul du ferrailage

- **En travée**

$$M_t = 0.80 M_0 = 287.32 \text{ KN.m} ; b=50\text{cm} ; h=75\text{cm} d= 67.5\text{cm}$$

$$\mu = 0.089 ; \alpha = 0.116 , \beta = 0.95$$

$$A_t = 12.87$$

- **En appuis**

$$M_a = 0,5M_0 = 143.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.041 \quad ; \quad \alpha = 0.053, \beta = 0.97$$

$$A_a = 6.64$$

- **Sens transversal**

$$L_{\max} = 3.3 \text{ m}$$

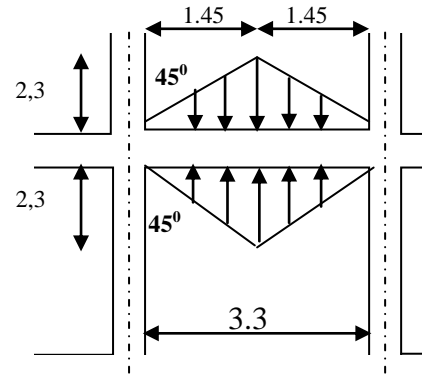
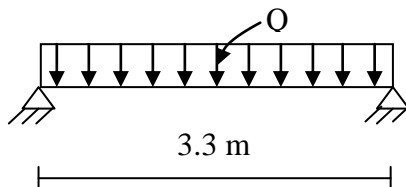


Figure VI.5 Répartition des charges sur les poutres

Calcul de Q'

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments,

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

$$\text{Tel que : } Q = 113.14 \text{ KN/m}^2$$

$$Lx_1 = 3.3 \text{ m}$$

$$Q' = 256.45 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = Q' \frac{l^2}{8} = 108.99 \text{ Kn.m}$$

b-Calcul du ferrailage

- **En travée :**

$$M_t = 0.80M_0 = 87.19 \text{ KN.m} ; \quad b=50 \text{ cm} ; \quad h=75 \text{ cm} \quad d= 67.5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.019 \quad ; \quad \alpha = 0.025, \beta = 0.98$$

$$A_t = 3.78 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$M_a = 0,5M_0 = 54.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.017 \quad ; \quad \alpha = 0.021, \beta = 0.99$$

$$A_a = 2.34 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

➤ Sens X-X :

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
travée	287.32	12.87	10.60	4HA16+4HA14	14.20
appuis	143.66	6.64	10.60	4HA16+4HA14	14.20

➤ Sens Y-Y :

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
travée	87.14	3.78	10.60	4HA16+4HA14	14.20
appuis	54.49	2.34	10.60	4HA16+4HA14	14.20

❖ *Armatures transversales :*

$$\phi_t = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{\phi_{16}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \implies \text{On choisie 2cadre de } \phi 8$$

❖ *Espacement minimal :*

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = 40cm$

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) = \min(18.75, 19.2) cm$

$$S_t \leq \min(18.75, 19.2) cm = 18.75 cm$$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 37.5cm$

On prend :

- En zone nodale et en travée : $S_t = 15cm$
- En dehors de la zone nodale (zone courante) : $S_t = 20cm$

❖ *Vérification :*

• **A l'ELU :**

1) *Condition de non fragilité*

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \implies A_{\min} = 10.60\text{cm}^2$$

2) Vérification de l'effort tranchant

• Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ Sens X-X

($T_u^{\max} = 370.22\text{KN}$) donc il faut vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau_u = 0.42\text{MPa}$

$\tau_u = 0.42\text{mpa} \leq 3.33\text{mpa} \dots\dots\dots\text{C.V}$

➤ Sens Y-Y

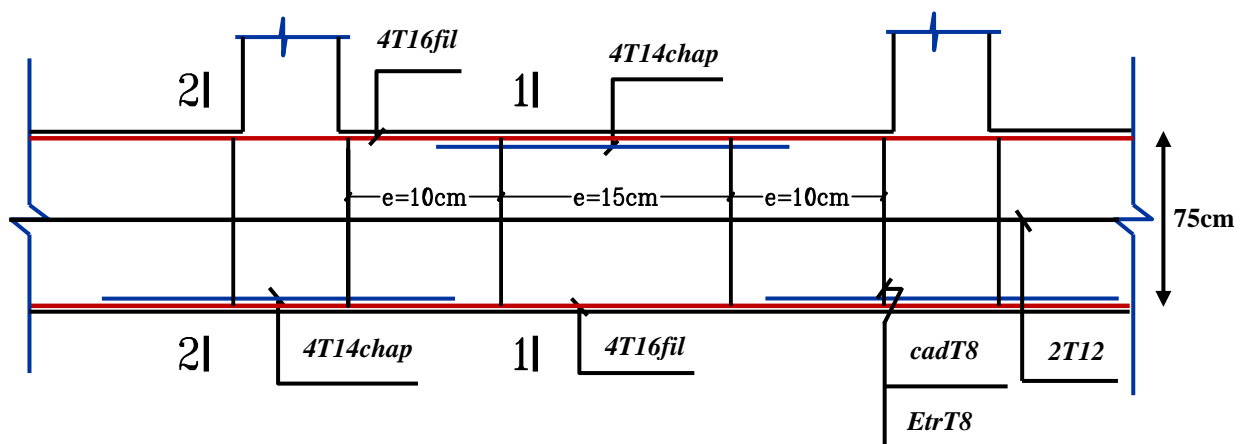
($T_u^{\max} = 458.47\text{KN}$) donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau_u = 0.522\text{mpa} \leq 3.33\text{mpa} \dots\dots\dots\text{C.V}$

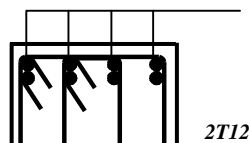
• Schéma de ferrailage de la nervure

NERVURE



COUPE 1-1

4T16fil+4T14chap



VI.6. Etude de voile périphérique

VI.6.1. Introduction

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 2 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

VI.6.2. Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

D'après l'article **10.1.2** du **RPA2003**, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VI.6.3. Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Épaisseur de 20 cm
- Hauteur de 2 m
- Longueur de 76.65 m

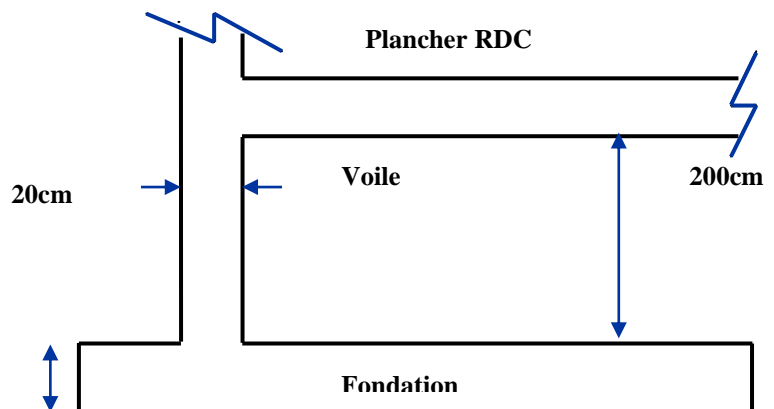


Figure VI.7: Le voile périphérique

VI.6.4. Détermination des sollicitations

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

a) Données

- Surcharges éventuelle : $q=5\text{KN}/\text{m}^2$.

- poids volumique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 23^\circ$
- Cohérence : $C = 0$.

a) Poussée due aux terres

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.438$$

$$H = 0 \text{ m} \quad \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2.$$

$$H = 2 \text{ m} \quad \sigma_h = 15.77 \text{ KN/m}^2$$

a) Poussée due aux surcharges

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \cdot q = 0.438 \times 5 = 2.19 \text{ KN/m}^2.$$

VI.5.4. Méthode de calcul

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

VI.5.4.1. Contrainte totale

$$\text{➤ ELU : } \sigma_u = 1.35\sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 3.28 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_u = 1.35\sigma_{h(2)} + 1.5\sigma_q = 24.57 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 14.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{➤ ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.19 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{\min}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(2)} + \sigma_q = 17.96 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 11.97 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.5. Ferrailage du voile

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 2 \text{ m} \quad l_y = 2.9 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.9} = 0.69$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1$ Le panneau porte sur les deux sens.

$M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{moy} \times l_x^2$ Dans le sens de la petite portée.

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$ Dans le sens de la grande portée

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le BAEL.

$$\text{Ventilation des moments} \quad \begin{cases} M_t = 0.75M_0 \\ M_{app} = 0.5M_0 \end{cases}$$

VI.6.5.1 Ferrailage minimal

- Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100/100 = 2\text{cm}^2/\text{ml.}$$

- Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,0008.b.h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VI.6.5.2. Evaluation des moments

Tableau VI.9 : Moment longitudinal et transversal

	L_x (m)	L_y (m)	A	μ_x	μ_y	σ (KN/m ²)	M_x (KN.m)	M_y (MN.m)
ELU	2	2.9	0.69	0.0697	0.4181	14.18	3.59	1.50
ELS	2	2.9	0.69	0.0755	0.5504	11.97	3.61	1.99

VI.6.5.3. Calcul des armatures

- à l'ELU

Tab.VI.10: Ferrailage du voile à l'ELU

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (KN.m)	1.8	2.69	0.75	1.13
A_s (cm ² /ml)	0.26	0.38	0.11	0.16
$A_{s\min}$ (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93

➤ à l'ELS

Tableau.VI.11 : Ferrailage du voile à l'ELS

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (KN.m)	1.8	2.86	1	1.5
A_s (cm ² /ml)	0.26	0.41	0.14	0.22
A_{smin} (cm ² /ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93

VI.6.6. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU

VI.6.6.1. Calcul de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} & V_x = 10.54KN \\ V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} \leq V_x & V_y = 9.45KN < V_x \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33MPa \\ 5MPa \end{cases} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 0.059MPa < \bar{\tau}_u$$

VI.6.6.2. Armatures transversales

Aucune armature transversale n'est requise car:

- la dalle est coulée sans reprise de bétonnage,
- la contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = 0.059MPa \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17MPa$$

VI.6.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI .12 : Vérification des contraintes à l'ELS

	position	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
Sens XX	Appuis	1.8	3,93	4,05	22543,5	0,32	15	16,70	201,6
	Travée	2.86	3,93	4,05	22543,5	0,51	15	30,81	201,6
Sens YY	Appuis	1	3,93	4,05	22543,5	0,18	15	10,77	201,6
	Travée	1.5	3,93	4,05	22543,5	0,27	15	16,16	201,6

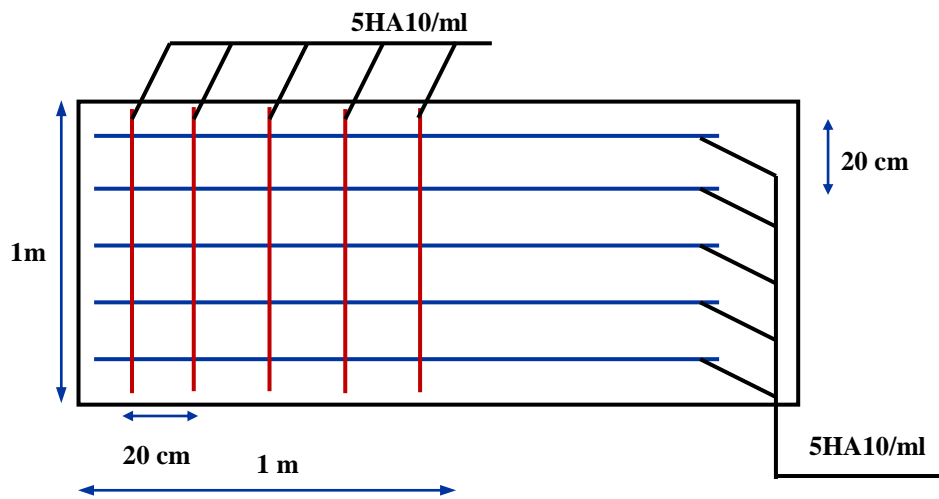


Figure VI.8 : Ferrailage du voile périphérique

Conclusion :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce aux chercheurs dans le domaine de génie civil.

L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le ETABS

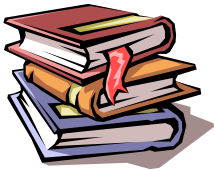
Grâce au logiciel ETABS, la modélisation de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.

Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré- dimensionnement ne sont que provisoires lors du calcul d'une structure.

La majorité des problèmes que nous avons affrontés dans notre projet, étaient essentiellement à cause de la forme irrégulière de la structure a étudiée.

Cette étude nous a permit l'application des connaissances théorique acquise durant notre formation. De plus elle nous a permis de maîtriser l'utilisation du logiciel ETABS qui est très pratique pour les bâtiments.



BIBLIOGRAPHIE

➤ Règlements :

-
- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux état limites.
- **D.T.R.B.C.2.2.** : Charges permanentes et charges d'exploitation
- Cours de béton armé

Référence

➤ Logiciels :

- **ETABS**.....Analyse des structures.
- **RDM6**.....calcul des moments et des efforts.
- **AUTOCAD 2015**dessin.
- **EXCEL 2007**.....calcul.
- **WORD 2007**.....Traitement du texte.
- **SOCOTEC**...(calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée)