

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



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

BOURNANE ABD ELHAK
OMARI ABD ELLATIF

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème

**Etude d'un bâtiment RDC+10 à usage d'habitation contreventé
par des voiles porteurs en béton armé**

Devant le jury composé de :

Bouaamra yousef
BelmihoubHacene
Ait Ahmed Fatiha
Boumaiza Malika

UAMOB MAA
UAMOB MAA
UAMOB MAA
UAMOB MAA

Président
Promoteur
Examinatrice
Examineur

Année Universitaire 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur M^r BELMIHOUB HACENE pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents : source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A promoteur Dr. BELMIHOB HACENE

A mon binôme BOURNANE ABD ELHAK

A tous mes frères

A ma grande mère

*A les petites : **bolbol** et **abdou** et **inas** et **chaima***

A toute la famille

A toute la promo 2012-2013 ; 2017-2018, et à tous mes amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Abd ellatif

Dédicaces

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents : source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

*A promoteur **Dr. BELMIHOB HACENE***

*A mon binôme **OMARI ABD ELLATIF***

A tous mes frères

A ma grande mère

*A les petites : **iman et abdou et iyade et ahmade et ritaje***

A Ma sœur

A toute la famille

A toute la promo 2016-017 ; 2017-2018, et à tous mes amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

ABD ELHAK

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي +10 طابق, يتم انجازها بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة . دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (**ETABS**) .

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (**RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99**) .

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة **SOCOTEC**, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا .

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R+10 qui sera implantée dans la wilaya de bouira , classée en zone **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ETABS**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of R+10 floors which will be located in the Wilaya of bouira, classified in zone **IIa** according to the Algerian payment parasismic (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (**ETABS**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003**).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software **SOCOTEC**, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Liste des notations

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

C : Cohésion.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{vi} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

G : Charge permanente

I : Moment d'inertie.

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

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

K : Coefficient de raideur de sol.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

M : Moment, Masse.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

N_{ser} : Effort normal pondéré à l'état limites de service.

N_u : Effort normal pondéré à l'état limites ultime.

Q : Charge d'exploitation.

q : Capacité portante admissible.

St : Espacement.

T : Effort tranchant, Période.

T_u : Effort tranchant ultime.

V_0 : Effort tranchant a la base.

V_0 : Effort tranchant a la base.

W : Poids total de la structure.

Y : Position de l'axe neutre.

β : Coefficient de pondération.

λ : Elancement.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

\emptyset : Diamètre des armatures

ϕ : Angle de frottement.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

τ : Contrainte tangentielle.

ξ : Déformation relative.

Sommaire

Chapitre I : GENERALITES

I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3 Description de l'ouvrage	2
I.3.1 Caractéristiques géométriques.....	2
I.4 Conception des éléments de l'ouvrage	2
I.4.1 Ossature	2
I.4.2 Les planchers	3
I.4.3 Escalier	3
I.4.4 Balcons :	3
I.4.5 Acrotère.....	3
I.4.6 Maçonnerie	3
I.4.7 Revêtement	4
I.4.8 Système de coffrage.....	4
I.4.9 Eléments composant l'infrastructure.....	4
I.4.10 Mur de soutènement	4
I.5 Les états limites	4
I.5.1 Définition.....	4
I.6 Les actions	5
I.6.1 Les actions permanentes (G).....	5
I.6.2 Les actions variables (Q)	5
I.6.3 Les actions accidentelles (FA)	5
I.7 Les sollicitations	5
I.8 Les combinaisons d'action RPA99/2003 (Art 5.2)	6
I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.9.1 Béton.....	6
I.9.2 Acier	10
I.9.3 Hypothèses de calcul	12

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction	14
II.2. Pré dimensionnement des planchers	14
II.2.1. Plancher en corps creux	14
II.3. Pré dimensionnement des poutres	14
II.4.Pré dimensionnement des voiles	16
II.5. Pré dimensionnement des escaliers.....	17
II.5.1.Escalier à deux volées	17
II.6. Pré dimensionnement des balcons	19
II.7. Evaluation des charges et des surcharges	19
II.8. Pré dimensionnement des Poteaux	23
II.8.1.Principe.....	23
II.8.2.Les étapes de calcul	23
II.8.3.La formule générale	23
II.8.4.Loi de dégression	24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.2. Calcul de l'acrotère	28
III.2.1. Charges.....	28
III.2.2. Force sismique	28
III.2.3. Calcul des armatures à l'ELU	29
III.2.4. Calcul des armatures à l'ELS	30
III.2.5. Conclusion de ferrailage	31
III.2.6. Vérifications.....	31
III.3. Etude du balcon.....	34
III.3.1. Introduction	34
III.3.1. Evaluation des charges (DTR B.C. 2 .2).....	34
III.3.2. calcul des sollicitations	34
III.3.4. Vérifications :.....	35
III.4 : Calcul des planchers	37
III.4.1. Dimensionnement des poutrelles.....	37
III.4.2.Les tableaux des moments et des efforts tranchants.....	41
III.4.3 : Ferrailage.....	44
III.4.4.Vérification	47

III.4.6.Ferrailage de la dalle de compression	53
III.4.7.Armatures de répartition.....	53
III.5 : Escalier.....	54
III.5.1. Escalier à deux volées.....	54
III.5.2.Vérification à l'ELU.....	58
III.5.3.Calcul à l'état limite de service ELS.....	60
III.6.Etude de la dalle machinerie	66
III.6.1.Introduction	66
III.6.2.Dimensionnement	67
III.6.3. Calcul des sollicitations	68
III.6.3.Les vérifications.....	70

Chapitre : IV : ETUDE DYNAMIQUE ET ETUDE SISMIQUE

IV.1 :ETUDE DYNAMIQUE.....	72
IV.1.1 Introduction	72
IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique	72
IV.1.3. Présentation du logiciel de calcul ETABS.....	72
IV.1.4. Modélisation de la structure.....	73
IV.1.5. Etapes de modélisation	73
IV.1.5 Caractéristiques géométrique du bâtiment	74
IV .1.6. Caractéristiques géométriques de la structure.....	74
IV .1.7. Nombre de modes à considérer	76
IV .1.8. Calcul de la période fondamentale	77
IV.2 :ETUDE SISMIQUE	80
IV.2 .1 Introduction	80
IV.2.1. Justification du système de contreventement	80
IV.2.2. Choix de la méthode de calcul.....	81
IV.2.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	81
IV.2.4. Méthode statique équivalente.....	87
IV.2.5. Vérifications.....	89

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux

V.1. Introduction	93
V.2. Ferrailage des poteaux	93
V.2.1. Combinaison des charges	94
V.2.2. Calcul des armatures	94
V.2.3. Calcul des armatures longitudinales	97
V.1.7.Vérification des poteaux à l'ELS.....	104
V.1.8.Vérification de l'effort normale ultime.....	105
V.2.Ferrailage des voiles	108
Introduction	108
V.2.1. Recommandations du RPA99/version2003	108
V.2.2. Combinaisons du calcul.....	110
V.2.3.Calcul du ferrailage des voiles.....	110
V.3.Ferrailage des poutres.....	120
V.3.2 Recommandation du BAEL 91.....	121
V.3.3 Exemple de calcul	123
V.3.4 Vérification	127
V.3.5 L'espace maximal (poutre principale (30x40)	128
V.3.6 L'espace maximal (poutre secondaire (30x35)	129

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.1.Introduction	133
VI.1.2.Etude de sol	133
VI.1.3.Choix du type de fondation.....	133
VI.1.4.Calcul de surface revenant à la semelle	133
VI.1.4.1.Etude du radier nervuré	134
VI.1.4.2. Vérification du radier.....	136
VI.1.4.3. Vérification au cisaillement	138
VI.2 Voile périphérique.....	159
VI.2.1 Introduction	159
VI.2.2 Pré-dimensionnement.....	159
VI.2.3 Evaluation des charges.....	159
VI.2.4 Caractéristique du sol	160

VII.5 Calcul de la force de poussée.....	160
VII.2.6 Calcul ferrailage.....	160
VI.2.7 : Vérification	162

Liste des figures

Chapitre I

Figure. I. 1: Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	9
Figure. I. 2 : Diagramme des contraintes limite du béton.....	10
Figure. I. 3 : digramme contrainte – déformation.....	11

Chapitre II

Figure .II. 1 : Dimensions à respecter par les poutres.....	15
Figure .II. 2: Coupe de voile en élévation.....	16
Figure .II. 3 : Coupes de voiles en plan	16
Figure .II. 4 : Vue en plan d’escalier à deux volées.....	17
Figure .II. 5: Schémas d’escaliers à deux volées	18
Figure .II. 6 : Coupe de plancher terrasse	20
Figure .II. 7 : Coupe de Plancher étage courant.....	20
Figure .II. 8 : Maçonnerie extérieure	21
Figure .II. 9 : Coffrage des poteaux	26

Chapitre III

Figure .III. 1 : schéma de l’acrotère	28
Figure .III. 2: schéma ferrailage de l’acrotère	33
Figure.III.3 : schéma du balcon	34
Figure .III. 4: section transversale de la poutrelle.....	38
Figure .III. 5: Schéma isostatique de la poutrelle	38
Figure .III. 6 : schéma statique de l’ensemble des poutrelles	39
Figure .III. 7: diagramme des moments et les efforts tranchants à l’ELU.....	42
Figure .III. 8: diagramme des moments et les efforts tranchants à l’ELS	43
Figure .III. 9: Treillis soudés (20x20) cm ²	53
Figure .III. 10: Schéma statique à L’ELU.....	54
Figure .III. 11: Schéma statique à L’ELS	60
Figure .III. 12 : Schéma de ferrailage d’escalier.....	65
Figure .III. 13 : schéma de ferrailage de la dalle	71

Chapitre IV

Figure .IV. 1: schéma de la structure en 3D	74
Figure .IV. 2 : Mode1 Translation selon XX.....	78
Figure .IV. 3: Mode2 Translation selon YY	79
Figure .IV. 4: Mode 3 rotation selon Z.....	79

Chapitre V

Figure V. 1: zone nodale.....	97
Figure V. 2 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	107
Figure V. 3:Disposition des armatures verticales dans le voile.	109
Figure V. 4 : Disposition des armatures verticales dans la poutre.....	128

Chapitre VI

Figure VI. 1: Schéma de transmission des charges.....	137
Figure VI. 2: Schéma de transmission des charges.....	137

Figure VI. 3: Surface du radier	139
Figure VI. 4: schéma des contraintes	141
Figure VI. 5: Le panneau le plus sollicité	145
Figure VI. 6: Schéma statique du débord.....	148
Figure VI. 7: Transmission des charges.....	150
Figure VI. 8: Dimensions de la nervure.....	153
Figure VI. 9 : Schémas de ferrailage des nervures	157

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I. 1 : Types et caractéristiques des aciers.....	11
--	----

Chapitre II

Tableau .II. 1:Plancher terrasse (corps creux)	19
Tableau .II. 2:Plancher étage courant (corps creux)	20
Tableau .II. 3 : Balcon.....	21
Tableau .II. 4 : Maçonnerie extérieure.....	21
Tableau .II. 5 : Palier.....	22
Tableau .II. 6 :Volée	22
Tableau .II. 7 : L'acrotère	22
Tableau .II. 8 : Calculs des sections des poteaux.....	27

Chapitre III

Tableau .III. 1: Evaluation des charges.....	39
Tableau .III. 2 : les moments et effort tranchants de poutrelle à 7travees à l'ELU	41
Tableau .III. 3 : les moments et effort tranchants de poutrelle à 7travees à l'ELS.....	43
Tableau .III. 4 : les moments et effort tranchants	44
Tableau .III. 5 : les moments et effort tranchants	44
Tableau .III. 6: Vérification de la flèche.....	65
Tableau .III. 7: Les moments dans les travées et les appuis	68
Tableau .III. 8 : Ferrailage a l'ELU. Sens X-X.....	69
Tableau .III. 9: Ferrailage a l'ELU. Sens Y-Y.....	69
Tableau .III. 10 : Vérification de compression dans le béton	70

Chapitre IV

Tableau .IV. 1: Centre de masse et centre de rigidité	76
Tableau .IV. 2: Période et facture de participation massique du modèle	77
Tableau .IV. 3 : Sous charges horizontales.....	80
Tableau .IV. 4: Sous charges verticales	80
Tableau .IV. 5 :La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	84
Tableau .IV. 6: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	85
Tableau .IV. 7: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal.....	85
Tableau .IV. 8: Combinaisons des réponses modales.....	86
Tableau .IV. 9: Vérification des déplacements inter-étage.....	90
Tableau .IV. 10: vérification de l'effet P- Δ	91
Tableau .IV. 11: vérification d'équilibre d'ensemble.....	92
Tableau .IV. 12: Vérification de l'effort normal réduit.....	92

Chapitre V

Tableau .V. 1: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique	95
Tableau .V. 2: Ferrailage des poteaux	96
Tableau .V. 3: Armatures maximales et minimales pour chaque zone.....	98
Tableau .V. 4: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux	100
Tableau .V. 5: Armature transversale (Zone courante).....	102
Tableau .V. 6: Armature transversale (Zone nodale).....	103
Tableau .V. 7: Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant	104
Tableau .V. 8 : Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS	105
Tableau .V. 9 : Vérification de l'effort normal ultime.....	106
Tableau .V. 10 : Ferrailage verticale du voile type 1.....	115
Tableau .V. 11 : Choix des barres du voile type 1	116
Tableau .V. 12 : Ferrailage verticale du voile type 2.....	116
Tableau .V. 13 : Choix des barres du voile type 2	117
Tableau .V. 14 : Ferrailage verticale du voile type 3.....	117
Tableau .V. 15 : Choix des barres du voile type 3	118
Tableau .V. 16 : Ferrailage verticale du voile type 4.....	118
Tableau .V. 17: Choix des barres du voile type 4.....	119
Tableau .V. 18: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement	119
Tableau .V. 19: caractéristiques des poutres.....	121
Tableau .V. 20:représente les résultats de ferrailage des armatures longitudinales	125
Tableau .V. 21:représente les résultats de ferrailage des armatures longitudinales	126
Tableau .V. 22: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	130
Tableau .V. 23 : les résultats de vérification des contraintes de compression dans le béton..	131
Tableau .V. 24: les résultats de vérification des contraintes de compression dans le béton...	131
Tableau .V. 25:les résultats de vérification des contraintes de compression de béton	132

Chapitre VI

Tableau VI. 1: La surface revenant aux semelles	134
Tableau VI. 2: Vérification de tassement	142
Tableau VI. 3: Vérification des contraintes normales	143
Tableau VI. 4: moment de renversement	144
Tableau VI. 5: Les moments à L'ELU.....	146
Tableau VI. 6: Les moments à L'ELS	146
Tableau VI. 7: Les armatures à L'ELU	147
Tableau VI. 8: Vérification des panneaux de radier	147
Tableau VI. 9:Vérification des contraintes à l'ELS.....	149
Tableau VI. 10: calcul des efforts	152
Tableau VI. 11:Espacement transversales des nervures	156
Tableau VI. 12: Choix des armatures transversales des nervures.....	156
Tableau VI. 13: valeurs des moments appliqué sur appuis et en travées à l'ELU.....	159
Tableau VI. 14: valeurs des moments appliqués sur appuis et en travées à l'ELS.....	160
Tableau VI. 25:Ferrailage de paroi moulée.....	160
Tableau VI. 36: tableau récapitulatif de vérification de paroi moulée à l'ELS.....	161

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, 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 sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment R+10 en béton armé implanté en zone de moyenne sismicité IIa (BOUIRA).

Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser .Un pré-dimensionnement des éléments secondaires tels que les planchers,les escalier, l'acrotère et des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres, les voiles sera fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concernera le calcul des éléments secondaires. L'étude sismique et dynamique sera faite au quatrième chapitre.Le calcul des éléments de contreventement (Poteau,poutre,voile) feront l'objet du cinquième chapitre. La dernière partie sera l'étude de l'infrastructure du bâtiment avec la disposition retenue lors de la partie précédente.

I.1 Introduction

L'étude en génie civil est basée sur la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure, et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre travail est le calcul d'un bâtiment à R+10, à usage d'habitation. Le lieu d'implantation est la wilaya de (Bouira), qui est classée (zone II-a) selon la carte de zonage sismique du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Vu la hauteur qui dépasse les 14 m et vu que la structure est implantée en (zone II-a), le système de contreventement doit être mixte pour satisfaire les exigences du RPA 99 version 2003. Avec le RPA99 on a classifié notre structure dans le groupe d'usage 2,

I.3 Description de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristiques géométriques

Notre structure présente des irrégularités en plan et en élévation. Sa vue en plan peut être inscrite dans un trapèze dont les dimensions sont les suivantes :

Petite base : 18.00 m

Grande base : 25.00 m

Hauteur : 35.36 m

Les hauteurs des différents niveaux sont représentées comme suit :

- hauteur du RDC : 4.08m

- hauteur d'étage : 3.06 m

- hauteur d'un 1er entre sol : 4.08 m

- hauteur de 2 et 3 eme entre sol: 3.40 m

I.4 Conception des éléments de l'ouvrage

I.4.1 Ossature

D'après les conditions de l'article 3-4-A du RPA 99, pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14 m, Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

I.4.2 Les planchers

Le plancher est un diaphragme horizontal rigide qui assure la transmission des forces agissant dans son plan.

Pour notre structure nous avons opté pour des dalles en corps creux et des dalles pleines pour les balcons situés en décrochement.

Le choix du plancher corps creux s'est fait pour des raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).
- Assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

I.4.3 Escalier

Les escaliers permettent le passage d'un niveau à l'autre. Ils peuvent être constitué d'une volée ou plus avec ou sans des paliers intermédiaires.

I.4.4 Balcons

Les balcons sont réalisés en corps creux et dalles pleines en décrochement.

I.4.5 Acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton qui va servir comme garde-corps et pour l'accrochage des échafaudages mobiles lors des travaux d'entretiens.

I.4.6 Maçonnerie

Les murs extérieurs : Ils sont en double cloison en brique de 10 cm d'épaisseur séparé par une lame d'air de 10 cm ce qui fait une épaisseur de cloison de 30 cm.

Les murs de séparations intérieurs : ils sont réalisés en cloison en brique creuse de 10 cm.

I.4.7 Revêtement

Ils sont réalisés :

- En carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.4.8 Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

I.4.9 Eléments composant l'infrastructure

Le choix du type de fondations est en fonction de l'importance de l'ouvrage, des surcharges qu'il reprend et de la nature du sol, (contrainte admissible).

I.4.10 Mur de soutènement

Il est en béton armé et vu sa hauteur importante il doit être muni de raidisseur.

I.5 Les états limites

I.5.1 Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

On distingue deux états limites :

I.5.1.1 Etat limite ultime ELU

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue:

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.5.1.2 Etats limite de service ELS

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

I.6 Les actions

I.6.1 Les actions permanentes (G)

Ce sont les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.

I.6.2 Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

I.6.3 Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.7 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

I.8 Les combinaisons d'action RPA99/2003 (Art 5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations durables : } \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } G + Q + E \\ \text{ELS : } 0.8G + E \end{array} \right.$$

I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux d'une structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre des matériaux.

I.9.1 Béton

I.9.1.1 Définition : On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Le béton est conforme aux règles **BAEL91** et **RPA99** modifié en **2003**.

I.9.1.2 Composition du béton

a. Ciment : C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

b. Granulats : Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

c. Adjuvants : Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

d. Eau : C'est un fluide qui hydrate le ciment.

Dosage :

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

- 350kg/m³..... ciment (C.P.A325).
- 174kg/m³..... sable ($\phi < 5\text{mm}$).
- 366kg/m³..... gravier ($\phi < 25\text{mm}$).
- 140kg/m³ eau de gâchage.

I.9.1.3 Résistance caractéristique du béton à la compression

a. Résistance mécanique à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux de la structure, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

On peut admettre que pour $j \leq 28$ jours La résistance du béton est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b. Résistance à la traction f_{tj}

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Conventionnellement elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

c. Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

c.1 Module de déformation instantanée

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 110000(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Art A.2.1.2.1)}$$

c.2 Module de déformation différée

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ MPa}$$

c.3 Module de déformation transversale

Il est donné par l'expression suivante :

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

E : Module de Young

\nu : Coefficient de poisson

Coefficient de poisson \nu

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris

égal à :

\nu = 0 (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

\nu = 0.2 (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

I.9.1.4 Les Contraintes limites du béton

a. Etat limite ultime

- Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

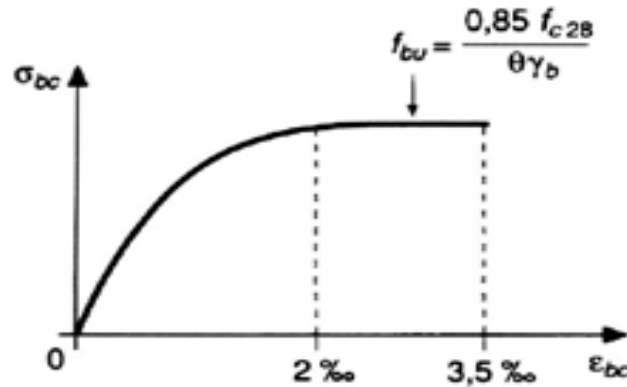


Figure. I. 1: Diagramme des contraintes-déformations du béton

Tel que :

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec :

1.50 Pour les situations durables ou transitoires.

1.15 Pour les situations accidentelles.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

b. Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

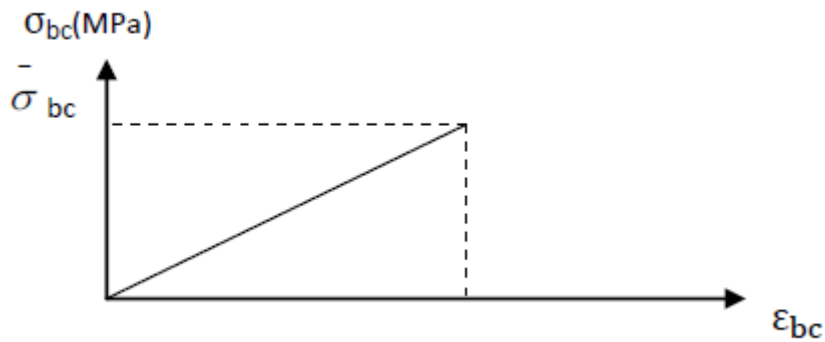


Figure. I. 2 : Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

I.9.2 Acier

a. Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

-Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

-Coefficient de poisson des aciers

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

b. Caractéristiques mécaniques :

Les armatures d'un béton armé sont aussi des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA).

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_{eE} sont données par le tableau 1.1 :

Tableau I. 1: Types et caractéristiques des aciers

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE50	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, Un acier de F_e E400 type $f_e = 400$ Mpa.

c. Contrainte limite :

Les contraintes d'élasticité de traction sont donnés par l'article A.4.5.3 du BAEL 91 :

c.1- Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation suivant :

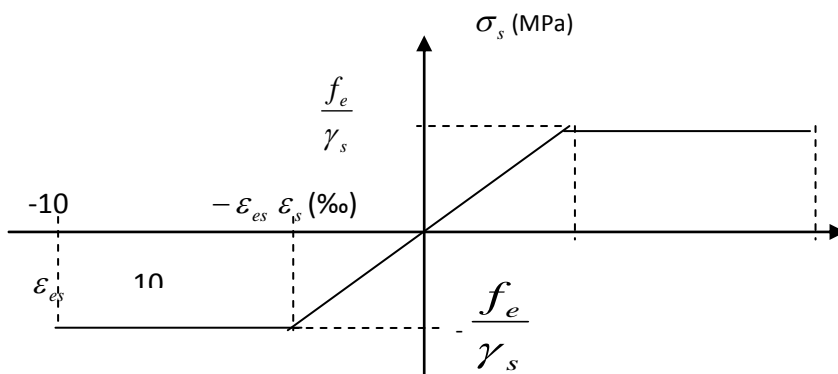


Figure. I. 3 : digramme contrainte – déformation

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

(E_s : Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable où transitoire.

c.2- Etat limite de service

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$
- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.9.3 Hypothèses de calcul

a. Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15\right), n : \text{ est appelé coefficient d'équivalence.}$$

b. calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
 $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion.

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée.

II.1.Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du **RPA99/V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leurs transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.2.1. Plancher en corps creux

a) Condition de coupe feu

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

b) Condition acoustique

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm**.

c) Condition de résistance à la flexion

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} = \frac{4.40}{22.5} = 0.1955 \text{ m}$$

On opte pour un plancher de $20\text{cm} = (16+4)\text{ cm}$

- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le Pré dimensionnements fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

$$\text{Selon BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,3 h < b < 0,8 h \end{array} \right. \quad \text{avec}$$

L : travée de la poutre.
 h : Hauteur de la poutre.
 b : Largeur de la poutre.

a) Les poutres principales : (sens porteur)

$L_{\max} = 500 \text{ cm}$

$470/15 < h < 470/10$ Donc : $33.33 < h < 50$

On prend : **$h = 40 \text{ cm}$** .

$0.3h < b < 0.8h$ Donc: $12 < b < 32$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$** .

Vérifications les conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$b \geq 20\text{cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ \Rightarrow **vérifiée.**

$h \geq 30\text{cm}$ $h = 40 \text{ cm}$ \Rightarrow **vérifiée.**

$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$ \Rightarrow **vérifiée.**

On opte pour poutres de section $(b, h) = (30,40)$.

b) Les poutres secondaires : (sens non porteur)

$L_{\max} = 470 \text{ cm}$

$470/15 < h < 470/10$ Donc : $31.33 < h < 47$

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

$0.3h < b < 0.8h$ Donc : $10.5 < b < 28$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$** .

Les conditions du RPA sont vérifiées.

On opte pour les poutres de section $(b, h) = (30,35)$.

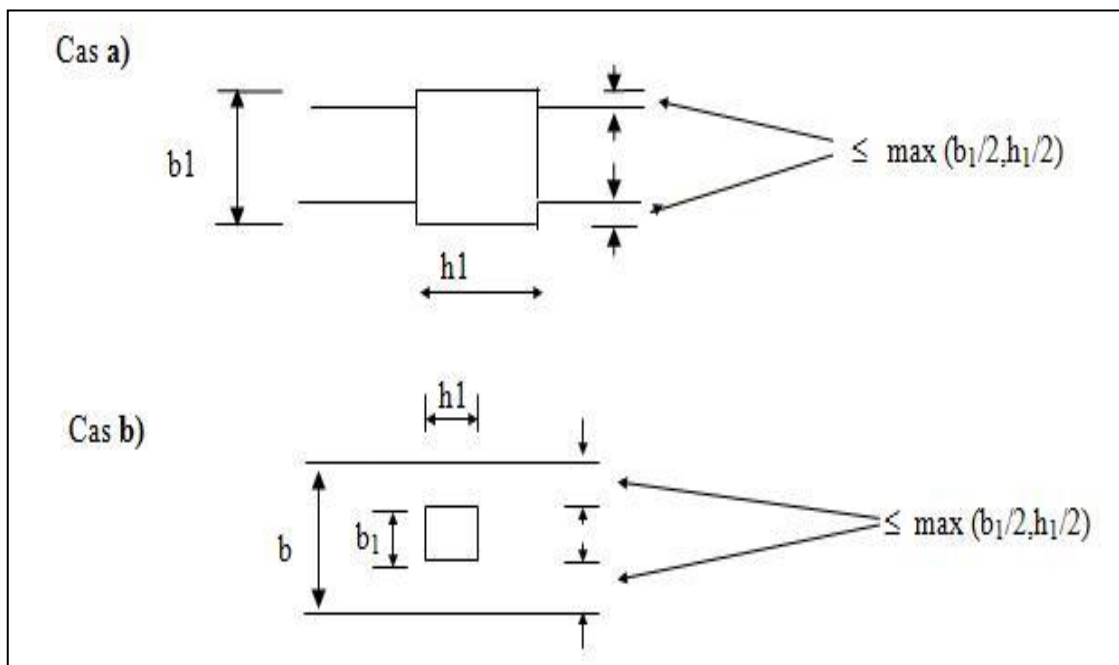


Figure .II. 1 : Dimensions à respecter par les poutres

II.4. Pré-dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99/V2003**. (Article 7.7.1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ; ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA99/V2003** (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ».

Avec : **L** : porté du voile.
e : épaisseur du voile.

D'après le **RPA99/V2003** (article 7.7.1) « l'épaisseur minimale égale a 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

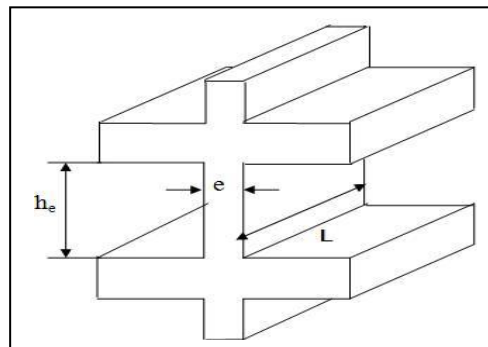


Figure .II. 2: Coupe de voile en élévation

	$e \geq h_e/25$
	$e \geq h_e/22$
	$e \geq h_e/20$

Figure .II. 3 : Coupes de voiles en plan

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}\right)$$

Pour le RDC on a la hauteur libre d'étage $h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68$ m

$$e \geq \max\left(\frac{368}{25}, \frac{368}{22}\right) \geq \max(14.72, 16.73)$$

On prend $e = 25$ cm

Les portés des voiles utilisés (L) doit être supérieure ou égale à 80 cm.

II.5. Pré-dimensionnement des escaliers

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, l'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

- g : giron.
- h : hauteur de la contre marche.
- L : Longueur de la paillas.
- L_0 : longueur totale d'escalier.

II.5.1. Escalier à deux volées

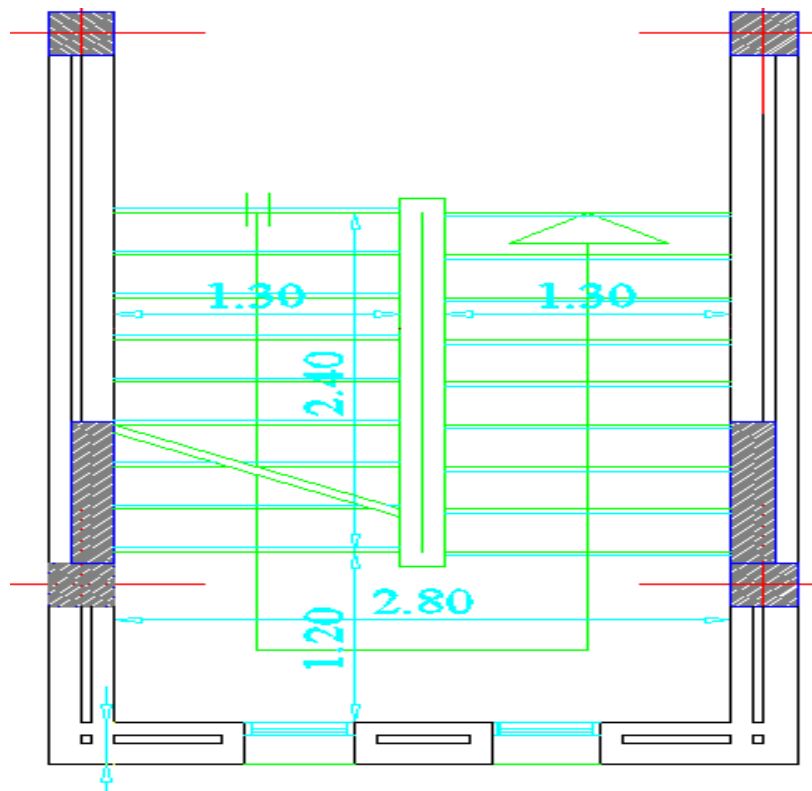


Figure .II. 4 : Vue en plan d'escalier à deux volées

Nous utilisons la formule de BLONDEL :

- Hauteur d'étage : $H=3.06$ m
- Hauteur de contre marche : $16.5 \leq h \leq 17.5$ On prend **$h = 17$ cm**

Nombre de contre marche : $n = \frac{3.06}{17} = 18$

On calcul le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $60 < 2h+g < 64 \Rightarrow 26 < g < 30$ on prend **$g = 30$ cm**

Il y a deux volées ($\frac{H}{2} = 1.53m$) on aura 18 contre marches entre chaque étage ; et on a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée 1,53m Donc : il y a 9 contre marches sur une volée.

➤ L'embranchement

On adopte un jour de : **20 cm**

⇒ Largeur de l'embranchement : $Le = \frac{280 - 20}{2} = 1.30m$

➤ Palier

- Longueur de palier de repos : $L = 1.20$ m

- Longueur de palier d'arriver : $L = 1.10$ m

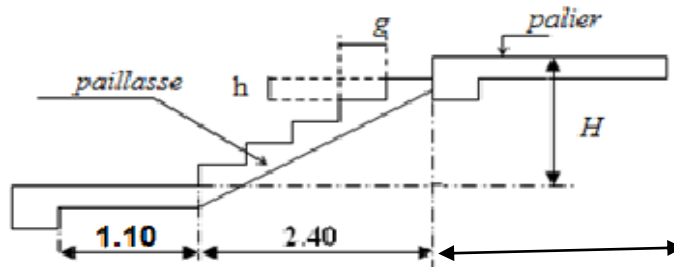


Figure .II. 5: Schémas d'escaliers à deux volées

➤ Paillasse

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- La longueur de la paillasse est égale à : $L_p = \frac{2.40}{\cos \alpha} = 2.85$ m

➤ Epaisseur

- L'épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \quad \Longrightarrow \quad \frac{360}{30} < e_p < \frac{360}{20}$$

$$\Rightarrow 12 \text{ cm} < e_p < 18 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

II.6. Pré-dimensionnement des balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans une extrémité et libre dans l'autre.
La portée du balcon est de 1.2m.

Selon le BAEL91

- condition de flèche

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

- condition de sécurité

$$e \geq 5 \text{ cm}$$

Donc on prend $e = 15 \text{ cm}$.

II.7. Evaluation des charges et des surcharges : DTR B.C. 2.2

Tableau .II. 1: Plancher terrasse (corps creux)

Eléments constitutants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
1-Enduit de plâtre	10	0.03	0.3
2- Dalle en corps creux (16+4).	/	16+4	2.80
3-Béton de pente.	22	0.12	
4- Isolation thermique.	0.4	0.04	2.64
5- Etanchéité multicouche.	6	0.2	0.12
6- Papier kraft.	/	2feuilles	0,5
7- Gravillon de protection.	16	0,05	0,80
Total	/	/	7,18

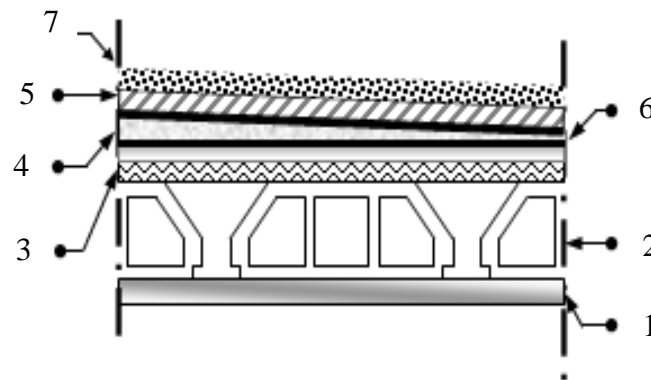


Figure .II. 6 : Coupe de plancher terrasse

Tableau .II. 2 : Plancher étage courant (corps creux)

Eléments constitutants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masses surfaciques (KN/ m ²)
1- Enduit de plâtre.	10	0,03	0, 3
2- Dalle en corps creux (16+4).	/	(16+4)	2,80
3- Lit de sable.	18	0,03	0,54
4- Chape de ciment.	20	0,02	0,40
5- Carrelage en granito.	22	0,02	0,44
6- Cloisons de répartition.	/	/	1
Total	/	/	5,48

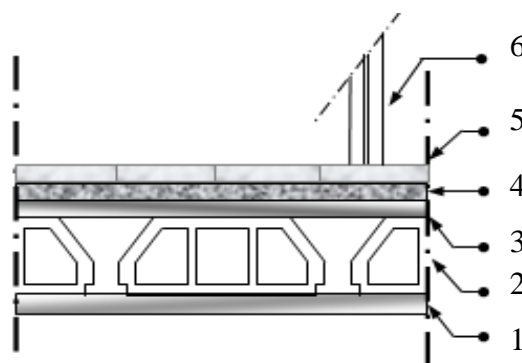


Figure .II. 7 : Coupe de Plancher étage

Tableau .II. 3 : Balcon

Eléments constituant	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
Enduit de ciment.	18	0,02	0,36
Poids propre de la dalle en B.A.	25	0,15	3,75
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Carrelage en granito.	22	0,02	0,44
Garde corps.	/	/	1
Total	/	/	6.49

Tableau .II. 4 : Maçonnerie extérieure

Eléments constituant	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
Chape de ciment.	18	0,02	0,36
Enduit de plâtre.	10	0,02	0,2
Brique extérieure.	9	0,15	1,35
Brique intérieure.	9	0,10	0,9
Total	/	/	2,81

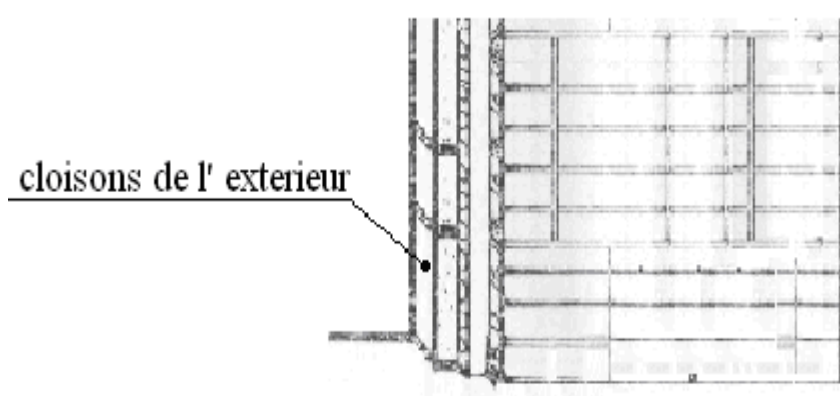


Figure .II. 8 : Maçonnerie extérieure

a) Les escaliers

Tableau .II. 5 : Palier

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
Enduit de ciment.	18	0,02	0,36
Poids propre de la dalle en B.A.	25	0,15	3,75
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Carrelage en granito.	22	0,02	0,44
Total	/	/	5.49

Tableau .II. 6 : Volée

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Paillasse	25	0.15/cos α	4.30
Marches	22	0.17/2	1.87
Couche de sable	18	0.03	0.54
Chape de ciment	20	0.02	0.40
Carrelage en granito	22	0.02	0.44
Garde-corps	/	/	1
Total	/	/	8.91

Tableau .II. 7 : L'acrotère

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	Masses linéaires (KN/ m)
Béton armée	25	0.0587	1.47
Total	/	/	1.47

II.8. Pré-dimensionnement des Poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du **CBA93** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

II.8.1.Principe

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges.

II.8.2.Les étapes de calcul

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On mènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

II.8.3.La formule générale

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{fbu}{0.9} + \frac{0.85}{100} fed}$$

Tel que :

$k = 1.10$ Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours
 $k = 1.20$ et Si plus de la majeure partie des charges
 f_{c28} est remplacé par f_{cj} est appliquée avant 28 jours

$k = 1$ pour les autres cas

Br. : section réduite du poteau (en cm²)

$$fbu = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad fed = \frac{fe}{\gamma_s}$$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$;

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15 ;$$

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

$$\theta = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} : T > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 \quad \left\{ \begin{array}{l} : 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 \quad \left\{ \begin{array}{l} : T < 1\text{h} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0.64 Nu \quad (\text{cm}^2)$$

On adopte un poteau carré

$$\text{Nous } Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

II.8.4.Loi de dégression : d’après le **DTRBC2.2 5**

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu’à 0.5Q sauf le dernier et l’avant-dernier niveau.

Sous toiture.....	Q_0
Sous dernier étage.....	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement	
-Etage (2)	$Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1$
-Etage (3)	$Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1$
-Etage (4)	$Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1$
-Etage (5)	$Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_1$
.....	
- Etage (n).	$Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_1 + \dots + 0.5Q_1$

II.8.5.Calcul des surfaces d’influence pour chaque poteau

- Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorée la surface de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas d’une poutre comportant au moins 3 travées.
- Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres en doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10 %.

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

II.8.5.1.Charge Permanente

$N_G = G \times S$

$S = 18.427 \text{ (m)}^2$

S: surface offerte.

G: charge Permanente

II.8.5.2.Charge d’exploitation

$N_Q = Q \times S$

$S = 18.427 \text{ (m)}^2$

S : surface offerte.

Q : Charge d’exploitation (avec dégression des charges)

II.8.5.3. Calcul de la charge limite ultime N_{ul}

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

L'article 7.4.1 du **RPA99/V2003** exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone **IIa** on a :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

Toutes ces conditions sont vérifiées mais pour des raisons de facilité la réalisation on choisit une section uniforme soit celle du poteau le plus sollicité.

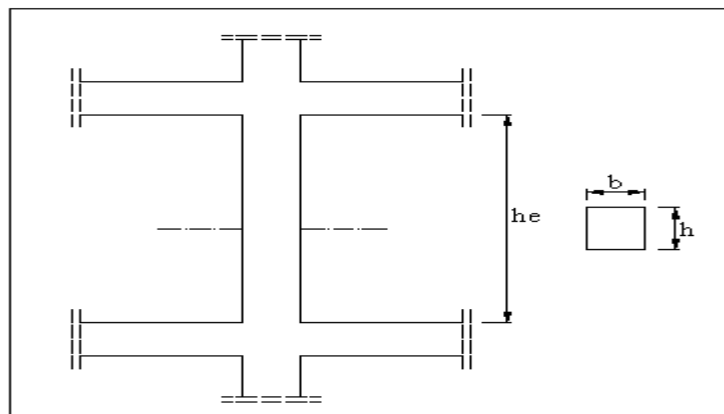


Figure .II. 9 : Coffrage des poteaux

et d'autre part, **ART 7.4.3.1 du RPA 99** outre les vérifications prescrit par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_U}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

B_c : l'air brut de la section de béton.

Les résultats des efforts revenants aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du **RPA** sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .II. 8 : Calculs des sections des poteaux

niv	NG	NG+	NQ+	NU	NU+	Br	axb	a	(AXB)	v<0.3
7	156.67	156.67	18.427	239.145	263.0595	168.35808	12.97528	14.97528	35x35	0.08
6	134.09	290.76	46.0675	461.62725	507.78998	324.98558	18.02735	20.02735	35x35	0.16
5	134.09	424.85	65.415	671.67	738.837	472.85568	21.74524	23.74524	35x35	0.18
4	134.09	558.94	84.763	881.7135	969.88485	620.7263	24.91437	26.91437	40x40	0.24
3	136.79	695.73	104.111	1095.402	1204.9422	771.16301	27.76982	29.76982	40x40	0.30
2	136.79	832.52	117.931	1300.7985	1430.8784	915.76214	30.26156	32.26156	45x45	0.28
1	139.818	972.338	131.751	1510.2828	1661.3111	1063.2391	32.60734	34.60734	45x45	0.28
RDC	139.818	1112.156	145.571	1719.7671	1891.7438	1210.716	34.79534	36.795345	50x50	0.28
ES 3	143.215	1255.371	168.60475	1947.658	2142.4238	1371.1512	37.02905	39.02905	50x50	0.28
ES 2	143.215	1398.586	191.6385	2175.5489	2393.1037	1531.5864	39.13548	41.13548	55x55	0.26
ES 1	151.07	1549.656	214.67225	2414.044	2655.4484	1699.487	41.22483	43.22483	55x55	0.29

III.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux (qui contribuent directement au contreventement).
- Les éléments secondaires (qui ne contribuent pas directement au contreventement).

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers et la salle machine.

III.2. Calcul de l'acrotère

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée 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.2.1. Charges

- **Poids propre de l'acrotère**

$$G = G_{acr}(\text{KN/ml}) \times 1 \text{ ml}$$

$$G = 1.47 \times 1 \text{ ml} = 1.47 \text{ KN}$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 1 \text{ KN/ml} = 1 \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

(Surcharge due à la main courante)

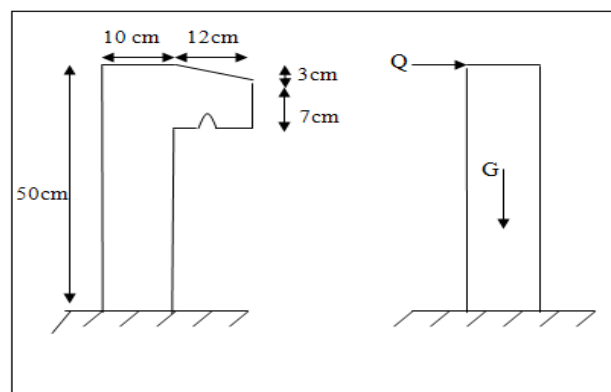


Figure III. 1 : schéma de l'acrotère

III.2.2. Force sismique

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone, $A = 0,20$ (groupe d'usage 2, zone IIa).

C_p : facteur de force horizontale, $C_p = 0,80$ (tableau 6.1, RPA99/V2003).

W_p : poids de l'acrotère pour 1ml, $W_p = 1.47 \text{ KN}$.

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1.47 = 0.94 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.94 \text{ KN}$$

Soit $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (surcharge due à la main courante)

Donc : $Q > F \Rightarrow$ La condition au séisme est vérifiée

➤ **Sollicitations**

G ; crée un effort normal : $N_G = G = 1.47 \text{ KN}$

Q ; crée un moment de renversement : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

b(m)	L(m)	d' (m)	d(m)	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)
0.1	1	0.02	0.08	25	2.1	400

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \cdot \frac{2.1}{400} \cdot 100 \cdot 8 = 0.966 \text{ cm}^2$$

III.2.3. Calcul des armatures à l'ELU

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.47 = 1.98 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = M_U / N_U = 0.75 / 1.98 = 0.38 \text{ m}$$

$$e_A = e_0 + (d - h/2) = 0.38 + (0.08 - 0.1/2) = 0.41 \text{ m}$$

e_A : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{UA} = N_U \times e_A = 1.98 \times 0.41 = 0.81 \text{ KN.m}$$

M_{UA} : moment fléchissant ultime par rapport aux aciers tendus,

$$\mu_{BC} = 0.8 \times h/d \times (1 - 0.4 \times h/d) = 0.5$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.009$$

$\mu_{bu} < \mu_{BC} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_{UA} puis sera ramené en flexion composée.

III.2.3.1. Calcul des aciers en flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.75}{0.5} = 1.5$$

$$\mu_{lu} = 0.3340 \quad (\text{tableau des moments réduits - 2.3.1 - BAEL91})$$

$$\mu_{bu} < 0.334 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \Rightarrow \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.08(1 - 0.6 \times 0.009) = 0.079m$$

$$A = \frac{M_{UA}}{Z_b \times f_{ed}}$$

$$A = \frac{0.81 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} 10^4 (cm) = 0.295 cm^2$$

III.2.3.1. Calcul des aciers en flexion composée

$$A_u = A - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.295 - \frac{1.98 \times 10^{-3}}{348} \cdot 10^4 = 0.238 cm^2$$

$$A_u = 0.238 cm^2 \quad \text{On remarque que } A_{\min} > A_u$$

III.2.4. Calcul des armatures à l'ELS

$$N_{ser} = N_G = 1.47 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_G = 0.5 \text{ KN.m}$$

La position du centre de pression C est :

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.5}{1.47} = 0.34m$$

N_{ser} est une compression

C est à l'extérieur du noyau central ($e_{0ser} > h/6 = 1.67 \text{ cm}$) } => **Section partiellement tendues**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_{serA} puis sera ramené en flexion composée.

$$e_A = e_{0ser} + (d - h/2) = 0.34 + (8 - 10/2) = 0.37 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \times e_A = 1.47 \times 0.37 = 0.54 \text{ KN.m}$$

III.2.4.1. Calcul des aciers en flexion simple

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot F_{ij}} \right) \text{ Fissuration Préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\alpha}_1 = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 201.63} = 0.53$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right) b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 0.53 \cdot \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) \cdot 1 \cdot 0.08^2 \cdot 15 \cdot 10^3 = 20.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.08 \cdot \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 0.0666 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{0.54 \cdot 10^{-3}}{0.0666 \cdot 201.63} \times 10^4 = 0.406 \text{ cm}^2$$

III.2.4.1. Calcul des aciers en flexion composée

$$A_{ser} = A - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 0.406 - \frac{1.47 \cdot 10^{-3}}{201.63} \times 10^4 = 0.333 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.333 \text{ cm}^2 \quad \text{On remarque que } A_{min} > A_{ser}$$

III.2.5. Conclusion de ferrailage

➤ Armatures longitudinales

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}, A_u, A_{min}) = \text{Max} (0.333, 0.238, 0.966) = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A = 5\text{HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2$, avec espacement de **20cm**

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \quad \text{on a donc } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2, \text{ avec espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

III.2.6. Vérifications

III.2.6.1. Vérification des contraintes à L'ELS

➤ Dans le béton : On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

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

On a:

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \Rightarrow I = 1350.47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \Rightarrow K = 0.037 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = KY = 0.037 \cdot 19.2 = 0.71 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Dans l'acier : On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

On a :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) = 15 \cdot 0.037(80 - 19.2) = 33.74 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.2.6.2. Vérification à l'effort tranchant

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

τ_u : Contrainte de cisaillement,

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1.5 \cdot Q = 1.5 \cdot 1 = 1.5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{1.5}{1 \cdot 0.08} \times 10^{-3} = 0.019 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}, 4\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \geq \tau_u \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

III.2.6.3. Vérification des espacements des barres

➤ Armatures longitudinales

$$S_L \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad S_L \leq \min(3 \times 10, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_L = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

➤ Armatures de répartitions

$$S_r \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad S_r \leq \min(40, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_r = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

III.2.6.4. Calcul de l'ancrage

$$L_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

$$L_s = 28.27 \text{ cm} < h = 40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{ancrage droit}$$

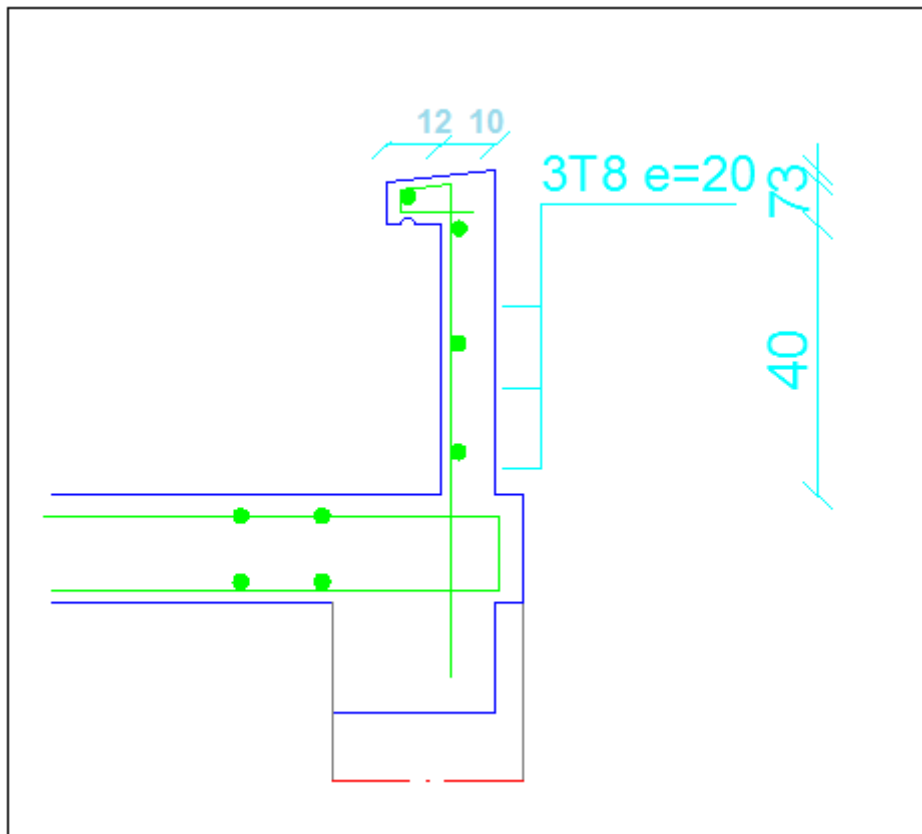


Figure .III. 2: schéma ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude du balcon

III.3.1. Introduction

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1,2\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastré à son extrémité. Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

III.3.1. Evaluation des charges (DTR B.C. 2.2)

Charge permanente $G=6,49 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge due à la main courante $P = 1 \text{ KN/m}$

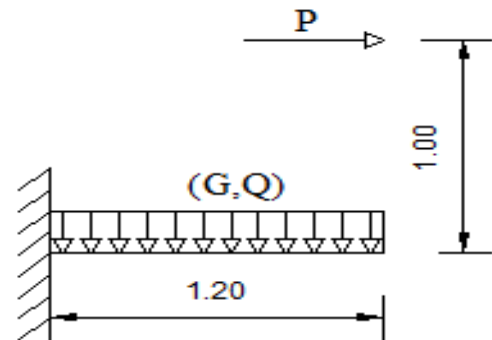


Figure .III. 3: schéma du balcon

III.3.2. calcul des sollicitations

à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,01 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{p_u} = 1,5p = 1,5 \text{ KN}$$

$$M_U = q_{p_u}(1) + q_u \left(\frac{1,2}{2}\right)^2 = 11,59 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$q_{(ser)} = G + Q = 9,99 \text{ KN/ml}$$

$$q_{p(ser)} = p = 1 \text{ KN}$$

$$M_{Ser} = q_{p(ser)}(1) + q_{(ser)} \left(\frac{1,2}{2}\right)^2 = 8,19 \text{ KN.m}$$

III.3.3. Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, libre d'un côté et encastré d'un autre

III.3.3.1. Armatures longitudinale

En suivant l'organigramme récapitulatifs pour le dimensionnement des armatures (**article 8.1. pratique du B.A.E.L91**)

$b_0=100\text{cm}$, $d=13\text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{11,59 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0,048$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < \mu_{Lu} = 0.303 \Rightarrow A' = 0$$

Ainsi : $\mu_{bu} = 0,048 < 0.275 \Rightarrow$ méthode simplifiée pour calculer Z_b

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13(1 - 0.6 \times 0,048) = 12,62 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{11.59 \times 10^{-3}}{0,1262 \times 348} \times 10^4 = 2.64 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_u \geq A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} \Rightarrow A_s = 2.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Espacement : $S_L = 20 \text{ cm}$

III.3.3.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :** $S_r = 20 \text{ cm}$

III.3.4. Vérifications

III.3.4.1. Vérification des contraintes à L'ELS

➤ **Dans le béton :** On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

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

On a :

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s) \cdot y - \eta(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + \eta \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \Rightarrow I = 8995.21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \Rightarrow K = 0.091 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = KY = 0.091 \cdot 39.2 = 3.57 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans l'acier :** On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA}$ On a :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) = 15 \cdot 0.091(130 - 39.2) = 123.94 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.4.2. Vérification des espacements des barres

➤ Armatures longitudinales

$$S_L \leq \min(3 \times h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_L \leq \min(3 \times 15, 33) = 33\text{cm}$$

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

➤ Armatures de répartition

$$S_r \leq \min(4 \times h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_r \leq \min(60, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_r = 22\text{ cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.3. Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_{u\max} = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot z} \leq \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

$$V_u = q_u \cdot L$$

$$V_u = 14,01 \cdot 1.20 = 16,81\text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.14\text{MPa} \leq \min\left(0.15 \frac{25}{1,5}, 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.4. Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1.5$$

$$\psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{ Mpa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \cdot 3.14 \cdot 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = 0.76\text{Mpa} < \psi_s \times f_{t28} = 3,15\text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4.5. Vérification de la flèche

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{10} \frac{8.19}{8.19} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} (\text{MPa}) \Rightarrow \frac{5.65}{100.13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.3.4.6. Calcul de l'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{F_e}{\tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2,84\text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1}{4} \cdot \frac{400}{2,84} = 35,21\text{ cm} > b = 30\text{ cm} \Rightarrow \text{donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin}$$

de chaque armature longitudinale.

III.4 : Calcul des planchers

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

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

Dans notre projet on a que des planchers à corps creux, ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.4.1. Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

III.4.1.1. Première étape : avant le coulage de la table de compression

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

a) Evaluation des charges et surcharges

a.1) Charges permanentes

- Poids propre de la poutrelle $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

La charge permanente : **$G = 0.74 \text{ KN/ml}$**

a.2) Charges d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \times 0.65 \text{ m}$

La surcharge d'exploitation : **$Q = 0.65 \text{ KN/ml}$**

a.3) Combinaison de charges

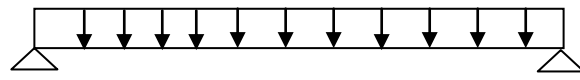
ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.97 \text{ KN/ml.}$

ELS : $q_{ser} = G + Q = 1.39 \text{ KN/ml.}$

b) Calcul des moments

$$M_U = q_u * \frac{l^2}{8} = 5.42 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} * \frac{l^2}{8} = 3.83 \text{ kn.m}$$



$$l = 4.70 \text{ m}$$

Figure .III. 4: Schéma isostatique de la poutrelle**c) Calcul des armatures à l'ELU**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU.

$$M_u = 5.43 \text{ kn.m} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = 2.46$$

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

$$\gamma = \frac{5.42}{3.83} = 1.41$$

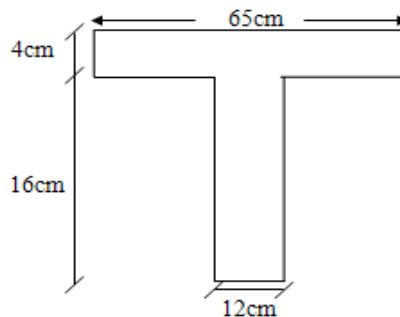
$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.3025$$

Comme la section du béton est trop faible, il est donc nécessaire de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant durcissement de la table de compression.

III.4.1.2 deuxième étape : après le coulage de la table de compression

. Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

**Figure .III. 5 :** section transversale de la poutrelle

Charge et surcharge et La combinaison de charge

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 \\ ELS: q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 \end{cases}$$

Tableau III 1: Evaluation des charges

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	0.6*q _u (KN/ml)	0.6*q _{ser} (KN/ml)
Terrasse inaccessible	7.18	1	7.27	5.32
Etage courant	5.48	1.5	6.27	4.54
RDC	5.48	2.5	7.25	5.2

Nb : Pour le calcul des poutrelles de l'étage courant on adopte les mêmes charges que la terrasse

Donc on travailler avec : **qu = 7.27 KN/m²**

$$q_{ser} = 5.32 \text{ KN/m}^2$$

Schéma statique :

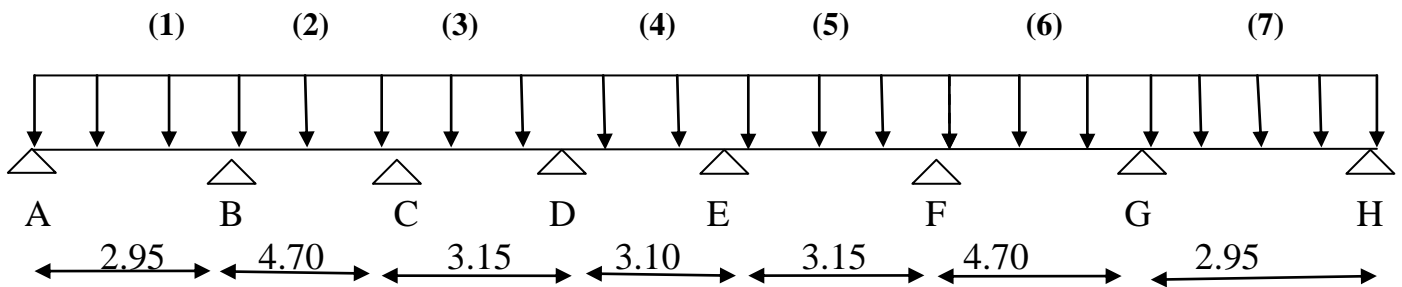


Figure .III. 6 : schéma statique de l'ensemble des poutrelles

Méthode de calcul

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode de Caquot.

III.4.1.2.1. Méthode forfaitaire

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d’exploitations modérées.

a) Conditions d’applications

$$1\text{-max} \begin{cases} Q \leq 2G \\ \text{ou} \\ Q \leq 5KN / m^2 \end{cases}$$

2- Moment d’inertie est le même pour toutes les travées.

$$3\text{- Les portées successives sont : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4- Fissuration peu préjudiciable.

Vérification du domaine d’application

- 1^{ier} condition : $Q < 2G$ vérifie
- 2^{eme} condition : I est constant vérifie
- 3^{eme} condition : n’pas vérifie
- 4^{eme} condition : vérifie

Si l’une des conditions n’pas vérifiée la méthode f forfaitaire n’pas applicable donc on applique la méthode de **Caquot**.

III.4.1.2.2. Méthode Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers surcharges élevées mais elle peut s’appliquer aussi si la méthode forfaitaire n’pas applicable.

➤ **Principe de calcul**

Notation de longueur :

$L' = 0.8L$travée intermédiaire.

$L = L$travée de rive.

Cas des charges uniformément réparties.

Moment en appuis : $M_{i(q)} = \frac{q_w \times l'^2_w + q_e \times l'^2_e}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} X_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q \times X_0}{2} - \sum_{a_i \leq X_0} P_i x \end{cases}$$

$$\text{Efforts tranchants} \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + q \times l + \sum P_i \end{cases}$$

L'ELU :

Appuis A : $M_A = 0$

Appuis B : $M_B = \frac{(7.27 \times 2.95^3) + (7.27 \times 3.76^3)}{8.5 \times (2.95 + 3.76)} = -10.04 \text{KN.m}$

Appuis C : $M_C = \frac{(7.27 \times 3.76^3) + (7.27 \times 2.52^3)}{8.5(3.76 + 2.52)} = -9.42 \text{KN.m}$

Appuis D : $M_D = \frac{(7.27 \times 2.52^3) + (7.27 \times 2.48^3)}{8.5(2.52 + 2.48)} = -5.22 \text{KN.m}$

Appuis E : $M_E = \frac{(7.27 \times 2.48^3) + (7.27 \times 2.52^3)}{8.5(2.48 + 2.52)} = -5.22 \text{KN.m}$

III.4.2. Les tableaux des moments et des efforts tranchants

Tableau III 2 : les moments et effort tranchants de poutrelle à 7travees à l'ELU

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
M(KN.m)	0	-10.04	-9.42	-5.22	-5.22	-9.42	-10.04	0
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L(m)	2.95	4.70	3.15	3.10	3.15	4.70	2.95	
L'(m)	2.95	3.76	2.52	2.48	2.52	3.76	2.95	
V _w (KN)	-7.32	-17.22	-12.78	-11.27	-10.11	-16.95	-14.13	
V _e (KN)	14.13	16.95	10.12	11.27	12.78	17.22	7.32	
X ₀ (m)	1.006	2.368	1.758	1.550	1.390	2.331	1.943	
M _T (KN.m)	3.707	22.122	6.667	6.612	3.800	21.634	10.346	

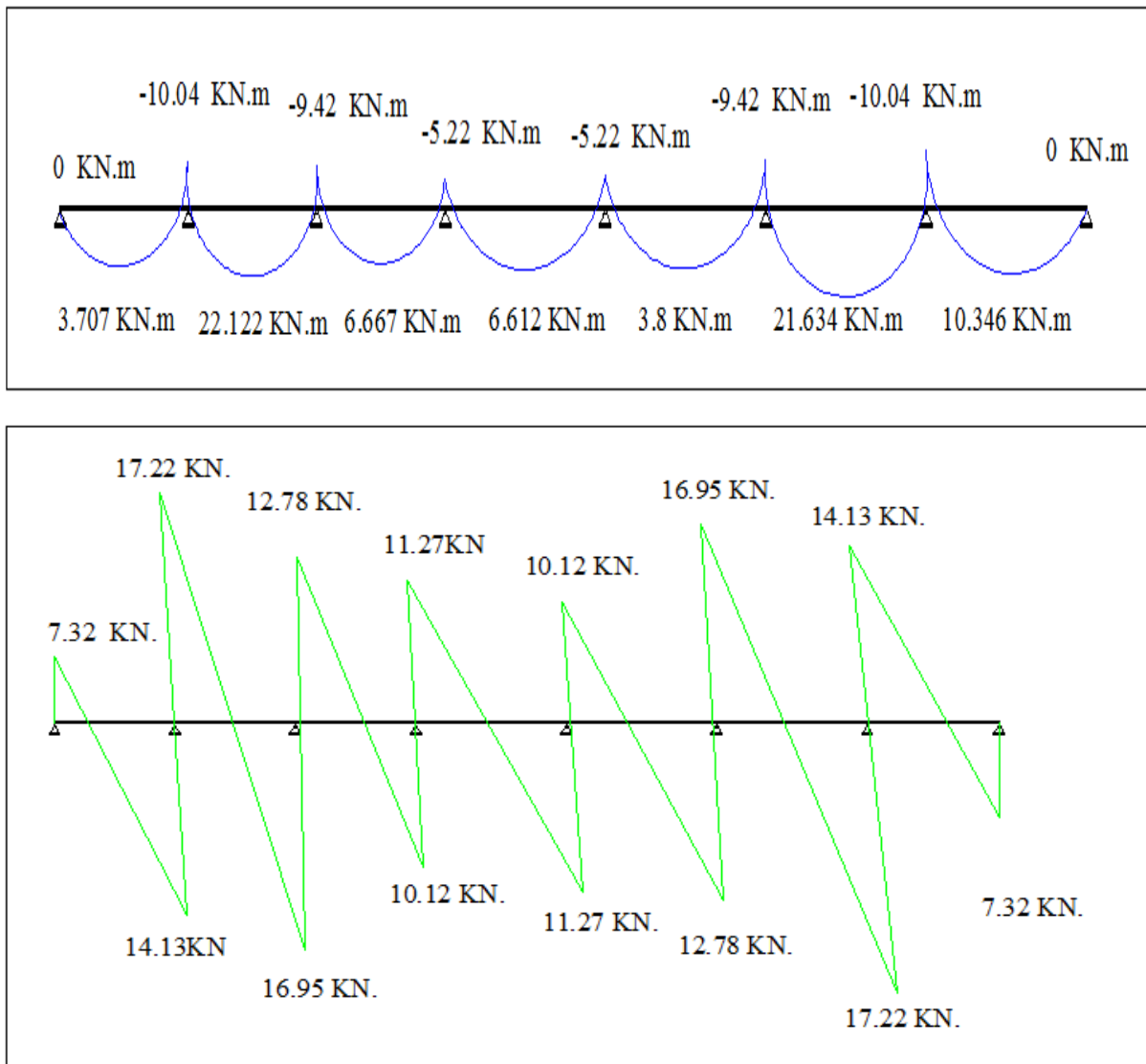


Figure .III. 7: diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELU

L'ELS :

Appuis A : $M_A = 0$

$$\text{Appuis B : } M_B = \frac{(5.32 \times 2.95^3) + (5.32 \times 3.76^3)}{8.5 \times (2.95 + 3.76)} = -7.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis C : } M_C = \frac{(5.32 \times 3.76^3) + (5.32 \times 2.52^3)}{8.5 \times (3.76 + 2.52)} = -6.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis D : } M_D = \frac{(5.32 \times 2.52^3) + (5.32 \times 2.48^3)}{8.5 \times (2.52 + 2.48)} = -3.91 \text{ KN.m}$$

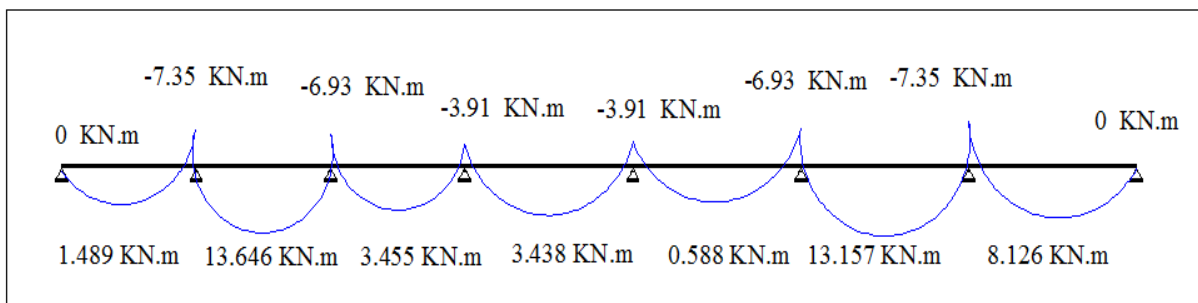
$$\text{Appuis E : } M_E = \frac{(5.32 \times 2.48^3) + (5.32 \times 2.52^3)}{8.5(2.48 + 2.52)} = -3.91 \text{ KN.m}$$

Les tableaux des moments et des efforts tranchants

Tableau III 3 : les moments et effort tranchants de poutrelle à 7travees à l'ELS

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
M(KN.m)	0	-7.35	-6.93	-3.91	-3.91	-6.93	-7.35	0

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
L(m)	2.95	4.70	3.15	3.10	3.15	4.70	2.95
L'(m)	2.95	3.76	2.52	2.48	2.52	3.76	2.95
V _w (KN)	-4.44	-12.63	-9.71	-8.24	-7.04	-12.37	-11.25
V _e (KN)	11.25	12.37	7.04	8.24	9.71	12.63	4.44
X ₀ (m)	0.83	2.37	1.82	1.55	1.32	2.32	2.11
M _T (KN.m)	1.489	13.646	3.455	3.438	0.588	13.157	8.126



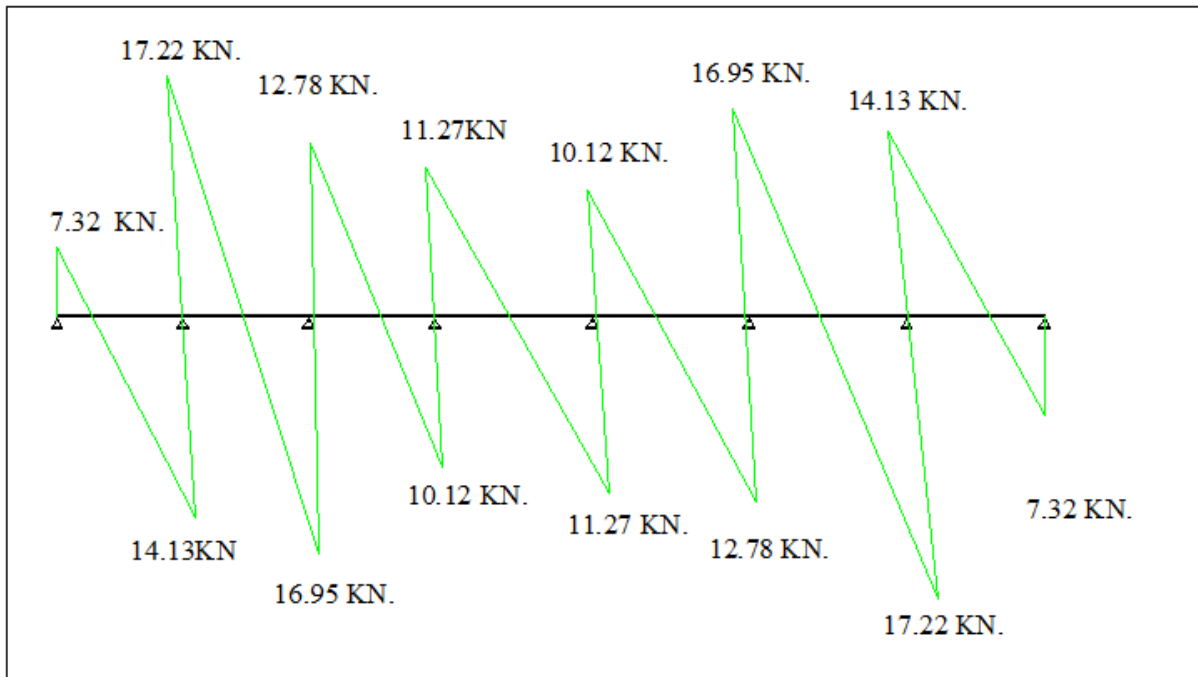


Figure .III. 8: diagramme des moments et les efforts tranchants à l'ELS

III.4.3 : Ferrailage

Calcul de ferrailage a L'ELU

Le calcul se ferrailage pour la travée la plus défavorable :

A L'ELU

Tableau III 4 : les moments et effort tranchants

$M_{max}(KN.m)$	$M_{Tmax}(KN.m)$	$V_{Wmax}(KN)$	$V_{emax}(KN)$
-10.04	22.122	-17.22	17.22

A L'ELS

Tableau III 5 : les moments et effort tranchants

$M_{max}(KN.m)$	$M_{Tmax}(KN.m)$	$V_{Wmax}(KN)$	$V_{emax}(KN)$
-7.35	13.646	-12.63	12.63

III.4.3.1 Calcul des armatures longitudinales

➤ **En travée :**

le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max : $M_{Tmax}=22.122kn.m$

➤ **Moment de référence :**

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b$$

Avec :

$$F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 = 368.42KN$$

$$d=0.9h=0.9 \times 20=18$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 18 - \frac{4}{2} = 16cm$$

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 368.42 \times 0.16 = 58.94KN.m$$

$M_{tu} = 58.41KN.m > M_{tmax} = 22.122KN.m$ L'axe neutre passe dans la table de compression, nous considérons une section rectangulaire de largeur ($b = 65$ cm).

Le ferrailage est calculé à la flexion simple.

➤ **Calcul de μ_s : en travée**

Calcul de : μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{22.122 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.074$$

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

$$\text{et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22.122}{13.646} = 1.621$$

$$\mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \times 10^{-4} = 3440 \times 1.621 + 49 \times 25 - 3050 \times 10^{-4} = 0.375$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies \text{(pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2(0.074)}] = 0.096$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.096)) = 0.173$$

$$A_S = M_U / (Z \cdot \sigma_s) \implies A_S = \frac{22.122}{0.173 \times 34810^3} = 3.30 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \implies A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b$$

Avec

$$F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 = 368.42 \text{ KN}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18$$

$$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 368.42 \times 0.16 = 58.94 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 58.41 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 22.122 \text{ KN.m}$ L'axe neutre passe dans la table de compression, nous considérons une section rectangulaire de largeur ($b = 65 \text{ cm}$).

Le ferrailage est calculé à la flexion simple.

➤ **Calcul de d'As : en travée**

Calcul de : μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.04 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.033$$

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

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.04}{7.35} = 1.366$$

$$\mu_{lu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 = (3440 \times 1.366 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.287$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies (\text{pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} \right]$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.033)} \right] = 0.0419$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.0419)) = 0.177$$

$$A_S = M_U / (Z \cdot \sigma_s) \implies A_S = \frac{10.04}{0.173 \times 34810^3} = 1.629 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \implies A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	$A'(\text{cm}^2)$	Z_b (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	A adoptée
travée	22.122	0.074	0.375	0	17.3	3.30	1.57	3HA12 3.39cm ²
Appui	10.04	0.033	0.287	0	17.7	1.629	0.28	1H10+1H12 1.92cm ²

III.4.3.2 Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi\right) \implies \phi \leq \min\left(\frac{21}{35}, \frac{10}{10}, 12\right) \implies \phi \leq 0.60 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$ on adopte **2HA6** avec $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

Espacement

D'après RPA99/V2003

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18,9; 40 \text{ cm}) = 17.01 \text{ cm}$$

Soit un espacement : $St = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

III.4.4. Vérification

1) Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

-Sur appui : $A_t = 1.92 \text{ cm}^2 > 1.62 \text{ cm}^2$ condition vérifier.

-Sur travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 3.30 \text{ cm}^2$ condition vérifier.

b) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{u \lim}$$

Avec : $V_U = 17.22 \text{ KN}$

Pour des fissurations peu préjudiciables ; on a

$$\tau_{u\lim} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33MPa \\ 5MPa \end{array} \right.$$

$$\tau_{u\lim} \leq 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \times 10^3 = \frac{17,22}{120 \times 180} 10^3 = 0,797MPa$$

$$\tau_u = 0,797MPa < \tau_{u\lim} = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de Contrainte d'adhérence : BAEL91 : (Art A.6.1.3)

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1,5 \text{ Pour acier HA}$$

$$D'où \bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{17,22 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,940MPa$$

$$\tau_{su} = 0,940 MPa < \bar{\tau}_{su} = 3,15 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'ancrage des barres

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}},$$

L_s = longueur de scellement droit

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 MPa$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 cm$$

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$$

$$V_u^{max} \leq 0,267b_0 \times a \times d \times f_{c28}$$

$$V_u^{max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,180 \times 25 \times 10^3 = 129,762KN$$

$$V_u^{max} \leq 129,762KN$$

- Appuis de rive
 $V_{\max} = 14.13 \text{ kN} < 129,76 \text{ kN}$ condition vérifiée
 - Appuis intermédiaires
 $V_{\max} = 16.96 \text{ kN} < 129,76 \text{ kN}$ condition vérifiée
- 2) Vérification à l'ELS

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$y_{travee} = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + d'A'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3.39}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 3.39}{7.5 \times 3.39^2}} - 1 \right] = 4.58 \text{ Cm}$$

$$y_{appuis} = \frac{15(1.92)}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 1.92}{7.5 \times 1.92^2}} \right] = 3.57 \text{ Cm}$$

(n = 15)

y : position de l'axe neutre

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

$$I_{travee} = \frac{65 \times 4.58^3}{3} + 15 [3.39(4.58 - 18)^2] = 10874.667 \text{ CM}^4$$

$$I_{appuis} = \frac{65 \times 3.57^3}{3} + 15 [1.92(3.57 - 18)^2] = 6982.695 \text{ CM}^4$$

	M _{SER}	A _S	Y	I	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	condition
Travée	13.646	3.39	4.58	10874.667	5.74	15	condition vérifiée
appuis	7.35	1.92	3.57	6982.695	3.75	15	condition vérifiée

3) Etat limite d'ouverture des fissures

a) Vérification de la flèche(BAEL91/ArtB.6.5,2)

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{470} \geq \frac{1}{16} \implies 0.0425 < 0.0625 \dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

En travée

$$\sigma_s = 15 \frac{13.646 \times 10^6}{10874.66710^4} \times (180 - 45.8) = 252.599MPa$$

$$\sigma_s = 252.599MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$\sigma_s = 15 \frac{7.35 \times 10^6}{6982.69510^4} \times (180 - 35.7) = 227.835 MPa$$

$$\sigma_s = 227.835MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5.Calcul de la flèche

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 120 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 4.270\text{m} ; A_s = 3.39\text{cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 13.646 \text{ KN.m} ; f_e = 400MPa$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 MPa$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 MPa$$

On doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{pour : } L > 5.00m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{pour : } L < 5.00m$$

$$\bar{f} = \frac{4.7}{500} = 9.4mm$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0)

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

$$\rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15[3.39 \times (18 - 2.1)^2] = 56188.72cm^4$$

Calcul du facteur (λ)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.015 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{65} \right)} = 2.74$$

λ_i : Coefficient pour la déformation instantanée.

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 0.4 \times 2.74 = 1.096$$

λ_v : Coefficient pour la déformation différée.

Calcul des moments

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{7.18 \times 4.7^2}{8} = 19.83KN.m$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{3.94 \times 4.7^2}{8} = 10.879 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 13.646 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 19.83 \times 10^2}{10874.667} (180 - 45.8) \Rightarrow \sigma_{sg} = 367.072 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.879 \times 10^2}{10874.667} (180 - 45.8) \Rightarrow \sigma_{sj} = 201.380 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 13.646 \times 10^2}{10874.667} (180 - 45.8) \Rightarrow \sigma_{sp} = 252.599 \text{ MPa}$$

Calcul des paramètres (μ)

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 367.072 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.814$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 201.380 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.687$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 252.599 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.741$$

Calcul de l'inertie fissurée

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 56188.72}{1 + 1.096 \times 0.814} \Rightarrow I_{fv}^g = 32665.374 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 56188.72}{1 + 2.74 \times 0.814} \Rightarrow I_{fi}^g = 19133.344 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 56188.72}{1 + 2.74 \times 0.68} \Rightarrow I_{fi}^j = 21586.892 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 56188.72}{1 + 2.74 \times 0.741} \Rightarrow I_{fi}^p = 20396.256 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches

$$f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{19.83 \times 470^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 32665.374} \Rightarrow f_{gv} = 1.23 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{19.83 \times 470^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 19133.344} \Rightarrow f_{gi} = 0.71 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{10.879 \times 470^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 21586.892} \Rightarrow f_{ji} = 0.346 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{13.646 \times 470^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 20396.256} \Rightarrow f_{pi} = 0.459 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 1.23 - 0.346 + 0.459 - 0.71 = 0.633$$

$$\Delta f_t = 0.633 \text{ cm} < \bar{f} = 9.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

III.4.6. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 5HA6 $\Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$

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

III.4.7. Armatures de répartition

Les armatures de répartition A_2 doivent vérifiées :

$$A_2 \geq A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20$ cm.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudé dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

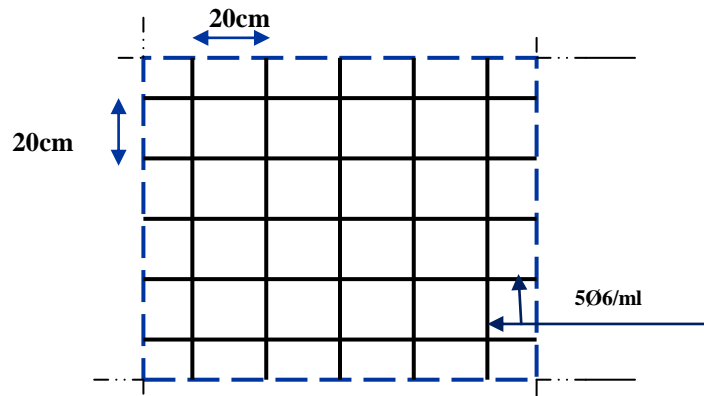


Figure .III. 9: Treillis soudés (20x20) cm²

III.5 : Escalier

III.5.1. Escalier à deux volées

Nous aurons dans ce calcul à étudier un genre d'escalier avec une paillasse et deux paliers.

Ce type d'escalier est droit, le calcul se fera comme pour une poutre de **1m** de largeur, simplement appuyée sur ces deux appuis, Les escaliers travaillent à la flexion simple.

III.5.1.1. Charges sollicitant les escaliers

	Palier	Paillasse
Charge permanente	$g = 5,49 \text{ KN/m}$	$g = 8,91 \text{ KN/m}$
Charge d'exploitation	$q = 2,50 \text{ KN/m}$	$q = 2,50 \text{ KN/m}$

Combinaison des charges et surcharges

1) État limite ultime : ELU

$$q_u \text{ paillasse} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 8.91 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.77 \text{ KN/ml}$$

$$q_u \text{ palier} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.16 \text{ KN/ml}$$

2) État limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = (G + Q) \times 1 = 11.41 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = (G + Q) \times 1 = 7.99 \text{ KN/ml}$$

- ELU

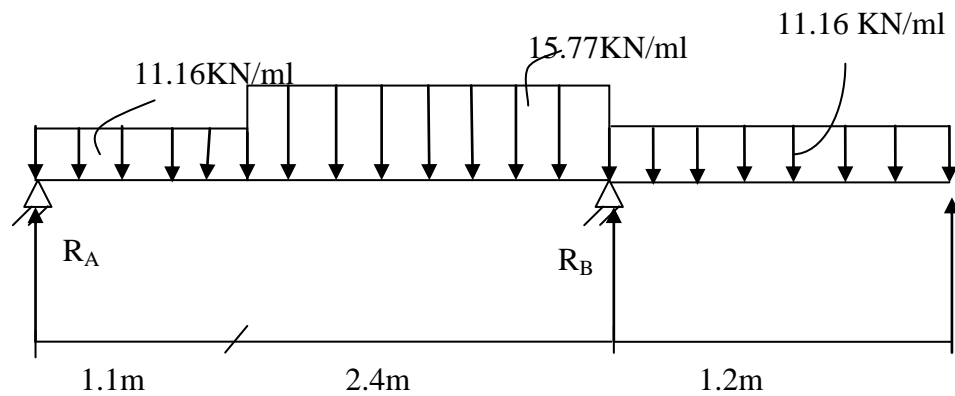


Figure .III. 10: Schéma statique à L'ELU

III.5.1.2 Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 63.516 \text{ KN}$$

$$R_A = 21.03 \text{ KN}$$

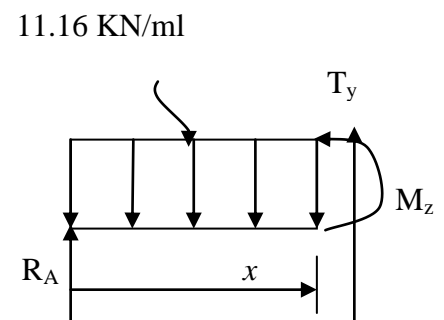
$$R_B = 42.49 \text{ KN}$$

III.5.1.3 Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.1 \text{ m}$:

$$T_y = 11.16x - 21.03 \quad \begin{cases} T_{y(0)} = -21.03 \text{ KN} \\ T_{y(1.1)} = -8.75 \text{ KN} \end{cases}$$

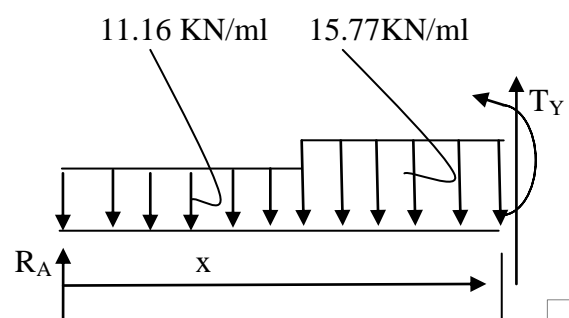
$$M_z = -11.16 \frac{x^2}{2} + 21.03x \quad \begin{cases} M_{z(0)} = 0 \text{ KN.m} \\ M_{z(1.1)} = 16.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $1.1 \leq x \leq 3.5 \text{ m}$:

$$T_y = 15.77(x-1.1) - 8.75 \quad \begin{cases} T_{y(1.1)} = -8.75 \text{ KN} \\ T_{y(3.5)} = 29.10 \text{ KN} \end{cases}$$

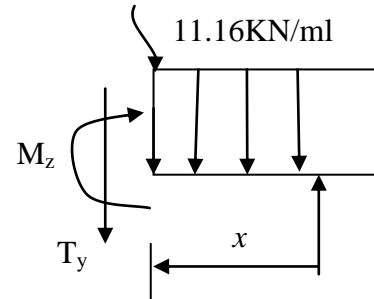
$$M_z = -15.77 \frac{(x-1.1)^2}{2} + 8.75(x) + 6.75 \quad \begin{cases} M_{z(1.1)} = 16.38 \text{ KN.m} \\ M_{z(3.5)} = -8.04 \text{ KNm} \end{cases}$$



➤ 3^{ème} tronçon : $3.5 \leq x \leq 4.7\text{m}$:

$$T_y = 11.16x \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{y(0)} = 0 \\ T_{y(1.2)} = 13.39 \end{array} \right.$$

$$M_z = -11.16 \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{z(0)} = 0 \\ M_{z(1.2)} = -8.04 \end{array} \right.$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T_y = 15.77(x-1.1) - 8.75 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.66\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.66\text{m}$

Donc :

$$M_z^{max} = -15.77 \frac{0.56^2}{2} + 8.75(1.66) + 6.75$$

$$M_z^{max} = 18.81 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{Aux appuis : } M_{uapp} = -0.3 M_z^{max} = -5.643 \text{ KN.m}$$

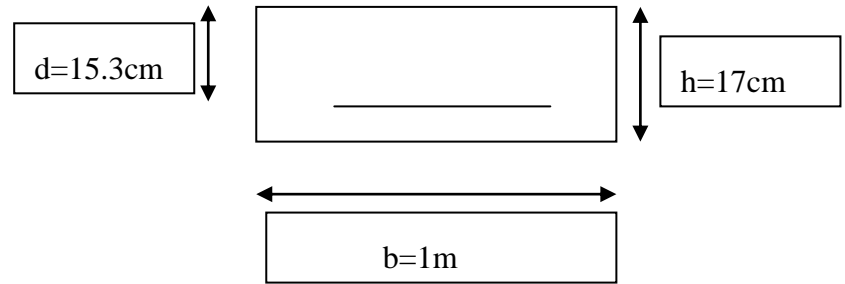
$$\text{en travées : } M_{utra} = 0.85 M_z^{max} = 15.988 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures

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

$$M_{uapp} = 5.643 \text{ KN.m}, M_{utra} = 15.988 \text{ KN.m}, d = 15.3 \text{ cm}, C = 2 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, f_{bu} = 14, 17 \text{ MPa}$$

1) Armatures principales



-ELS

III.5.1.4. Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 45.76 \text{ KN}$$

$$R_A = 15.16 \text{ KN}$$

$$R_B = 30.60 \text{ KN}$$

$$M_z^{max} = 13.62 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_{uapp} = -0.3 M_z^{max} = -4.08 \text{ KN.m}$

en travées : $M_{utra} = 0.85 M_z^{max} = 11.75 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}]$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s)$$

	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$	St (cm)
Travée	0.048	1.37	0.29	14.92	3.08	4HA12=4.52cm ²	25
Appui	0.017	1.38	0.29	15.16	1.06	4HA10=3.14cm ²	25

Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

En appui :

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ Cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ($A_{rt} = 2.01\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$

En travée:

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ Cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ($A_{rt} = 2.01\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$.

III.5.2.Vérification à l'ELU

a)Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.85\text{Cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.85\text{cm}^2$**condition vérifiée**

En travées : $A_t = 4.52\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$**condition vérifiée**

Espacement des barres :

➤ **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 25\text{cm}$

} $< \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 20\text{cm}$

} $< \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1)

$$V_{u \max} = 29.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bd} = \frac{29100}{1000 \times 153} = 0.19 \text{ MPA}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.19 \text{MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3)

$$A_s \geq \frac{V_{u \max}}{f_{su}} = \frac{29100}{348 \times 100} = 0.75 \text{cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{cm}^2 > 0.75 \text{cm}^2 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29100}{0.9 \times 153 \times 125.6} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.6 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres (A-6-1-23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{sU}} \quad \text{Avec : } \tau_{sU} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.21 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40 \text{ } \Theta = 40 \times 1 = 40 \text{cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_S$

$$L_a = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 15 \text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1.3-21/BAEL 91 modifié 99)

$$V_{u \max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} d \times b \times 0,9 \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$V_{u \max} = 29.10 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10}{1.5} \times 0.9 \times 15.3 = 918 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armateurs longitudinaux (BAEL91/Art .A.5.1, 3,13)

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma \times [V_{u \max} - \frac{M_a}{0.9d}]}{f_e}$

$$A_a \geq \frac{1.15 \times [29.10 - \frac{5.64 \times 100}{0.9 \times 15.3}]}{400} = -0.035$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.035 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3. Calcul à l'état limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = 11.41 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = 7.99 \text{ KN/ml}$$

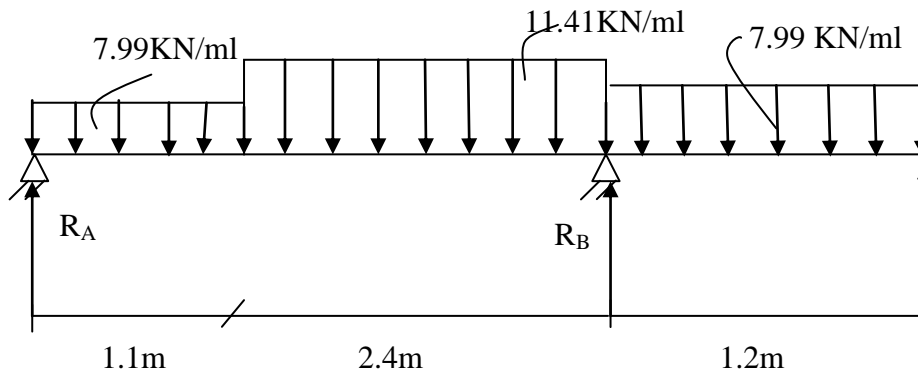


Figure .III. 11: Schéma statique à L'ELS

a) Calcul des réactions aux appuis

$$R_A + R_B = 45.76 \text{ KN}$$

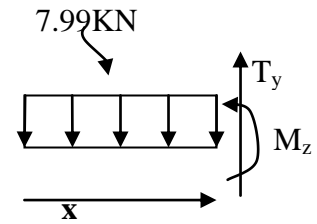
$$R_A = 15.16 \text{ KN}$$

$$R_B = 30.60 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.1\text{m}$

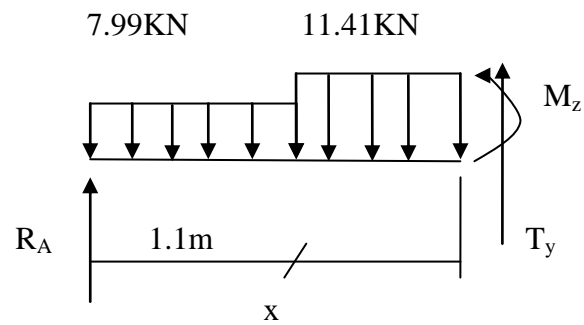
$$T_y = 7.99x - 15.16 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{y(0)} = -15.16\text{KN} \\ T_{y(1.1)} = -6.37\text{KN} \end{array} \right.$$



$$M_z = -7.99 \frac{x^2}{2} - 15.16x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{z(0)} = 0 \text{ KN} \\ M_{z(1.1)} = 11.85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : $1.1\text{m} \leq x \leq 3.5\text{m}$:

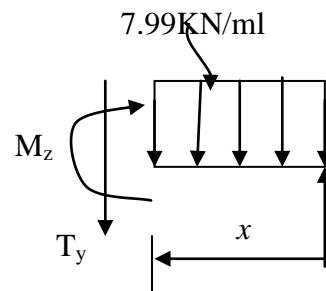
$$T_y = 11.41(x-1.1) - 6.371 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{(1.1)} = -6.371\text{KN} \\ T_{(3.5)} = 21.013 \end{array} \right.$$



$$M_z = -11.41 \frac{(x-1.1)^2}{2} + 6.371x + 4.834 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{(1.1)} = 11.85\text{KN.m} \\ M_{(3.5)} = -5.72\text{KN.m} \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.2\text{m}$:

$$T_y = 7.99x \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{y(0)} = 0\text{KN} \\ T_{y(1.2)} = 9.588\text{KN} \end{array} \right.$$



$$M_z = -7.99 \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{z(0)} = 0 \text{KN} \\ M_{z(1.2)} = -5.753 \text{KN} \end{array} \right.$$

Point de moment Maximal

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T_Y = 11.41(x-1.1) - 6.371 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.66 \text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1.66 m

$$M_z = -11.41 \frac{(1.66-1.1)^2}{2} + 6.371(1.66) + 4.834 = 13.62 \text{KN.m}$$

- Aux appuis : $M_s^{\text{app}} = -0.3M_s^{\text{max}} = -4.08 \text{KN.m}$
- En travées : $M_s^{\text{tra}} = 0.85M_s^{\text{max}} = 11.57 \text{KN.m}$

c) Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escalier sont à l'abri des intempéries ,donc les vérifications à faire sont :

➤ Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} n = 15$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$Y = \frac{15(A+A')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA-d'A')}{7.5(A+A')^2}} - 1 \right]$$

➤ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = (by^3 / 3) + 15[A (d-y)^2 + A' (y-d')^2]$$

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	condition
Travée	11.57	4.52	3.88	10789.26	0.107	4.15	15	Condition vérifié
Appui	4.08	3.14	3.35	7979.17	0.051	1.7	15	Condition vérifié

d) Etat limite d'ouverture des fissures

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91/ArtB.6.5,2)**

Nous avons une fissuration non préjudiciable **donc** aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{17}{470} = 0,034 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,034 < \frac{11,57}{10 \times 13,62} = 0,0849 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 15,3} = 0,0029 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec:

$$h_t = 17 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 15.3 \text{ cm} ; L = 4.7 \text{ m} ; A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 11.57 \text{ kN.m} ; M_{0ser} = 13.62 \text{ kN.m} ; f_c = 400 \text{ MPa}$$

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

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 1100000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{pour : } L \leq 5.00\text{m}$$

$$L = 2.80\text{m} \rightarrow \bar{f} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0)

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

$$\rightarrow I_0 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \left[4.52 \times \left(\frac{17}{2} - 1.5 \right)^2 \right] = 44263.87 \text{ cm}^4$$

Calcul du facteur (λ)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 15.3} = 0.0029$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0029 \times (2 + 3 \times 1)} = 7.24$$

Calcul des moments

a. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{8.91 \times 4.7^2}{8} = 24.6 \text{ KN. m}$$

b. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{6.37 \times 4.70^2}{8} = 18.58 \text{ KN. m}$$

c. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 11.57 \text{ KN. m}$$

Calcul des contraintes

$$* \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 24.6}{10789.26} (15.3 - 3.88) \Rightarrow \sigma_{sg} = 390.57 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 18.58}{10789.26} (15.3 - 3.88) \Rightarrow \sigma_{sj} = 294.99 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 11.57}{10789.26} (15.3 - 3.88) \Rightarrow \sigma_{sp} = 183.69 \text{ MPa}$$

Calcul des paramètres (μ)

$$* \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 390.57 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.445$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 294.99 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.334$$

$$* \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 183.69 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.131$$

Calcul l'inertie fissurée

$$* I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44263.86}{1 + 0.4 \times 7.24 \times 0.445} \Rightarrow I_{fv}^g = 21274.00 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44263.86}{1 + 7.24 \times 0.445} \Rightarrow I_{fi}^g = 11533.05 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 44263.86}{1 + 7.24 \times 0.334} \Rightarrow I_{fi}^j = 14244.57 \text{ cm}^4$$

$$* I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 44263.86}{1 + 7.24 \times 0.131} \Rightarrow I_{fi}^p = 24989.34 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches

$$* f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{24.6 \times 470^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 21274} \Rightarrow f_{gv} = 2.26 \text{ cm}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{24.6 \times 470^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 11533.05} \Rightarrow f_{gi} = 1.46 \text{ cm}$$

$$* f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^j} = \frac{18.58 \times 470^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 14244.57} \Rightarrow f_{ji} = 0.9 \text{ cm}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{11.57 \times 470^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 24989.34} \Rightarrow f_{pi} = 0.31 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Donc $\Delta f_t = (2.26 - 0.9 + 0.31 - 1.46) = 0.21 \text{ cm}$

Tableau III 6: Vérification de la flèche

	$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	ρ	μ	λ_i	$I_f \text{ (cm}^4\text{)}$	$f \text{ (cm)}$	$\Delta f_t \text{ (cm)}$	$\frac{f}{l} = \frac{l}{500}$	Résultat
Fji	44263.87	0.0029	0.33	7.24	14244.57	0.9	0.21	0.94	C.V
Fpi	44263.87	0.0029	0.13	7.24	24989.34	0.31			
Fgv	44263.87	0.0029	0.44	7.24	21274.	2.26			
Fgi	44263.87	0.0029	0.44	7.24	11533.05	1.46			

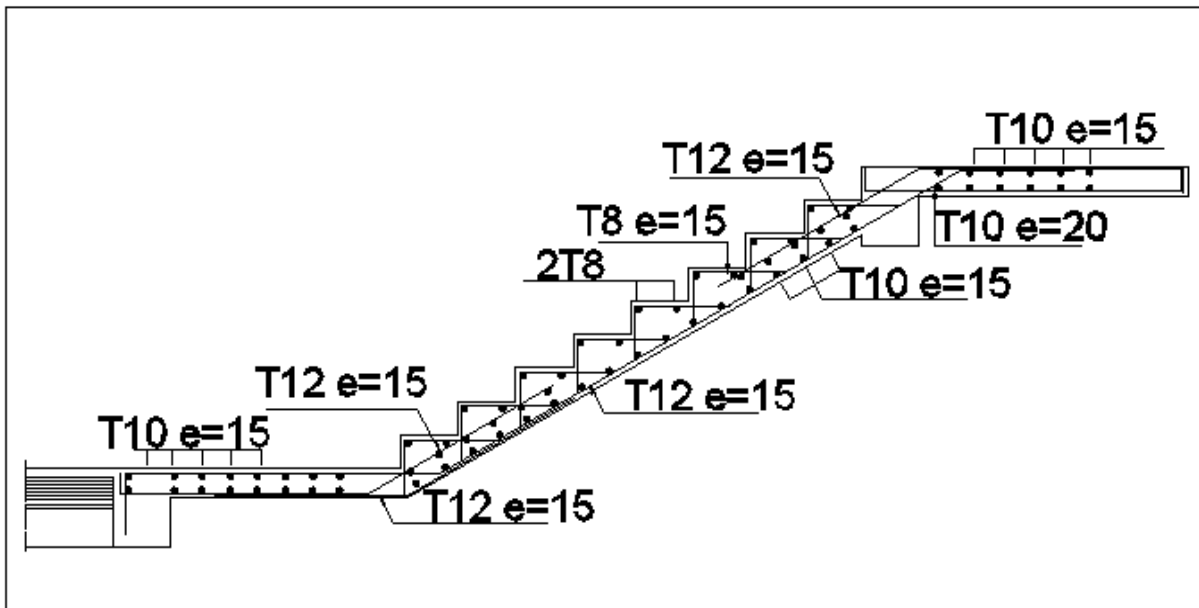


Figure .III. 12 : Schéma de ferrailage d'escalier

III.6. Etude de la dalle machinerie

III.6.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

-vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$

-surface de salle machine : $S = 4.99 \times 3.10 = 15.47 \text{ m}^2$

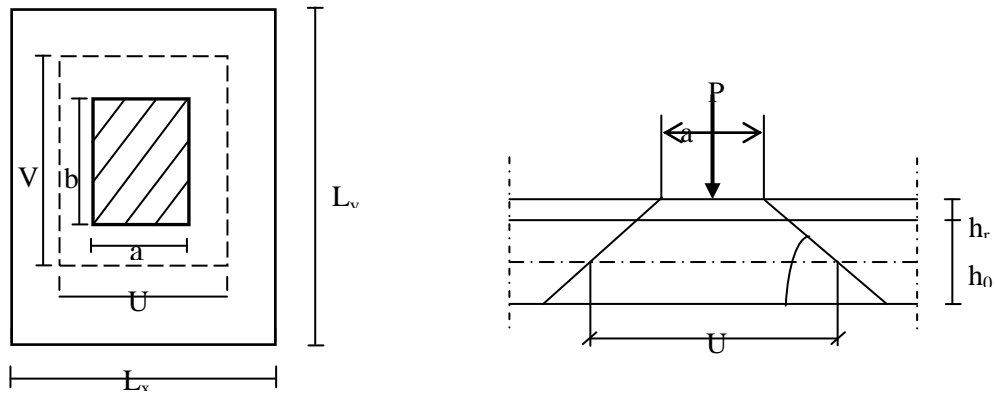
-surface de la cabine : $S = 1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$

-la charge totale transmise le système de levage et la cabine chargée est de 5.7 tonnes

Pour 08 personnes

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, soumise à des charges localisées. L'étude s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

U et V sont les cotes du rectangle sur le quel la charge P s'applique compte tenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle du béton.



III.6.2. Dimensionnement

La dalle est une dalle pleine

$$ht \geq \frac{lx}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm.}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12\text{cm}$. Donc on prend $h = 15\text{cm}$.

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{310}{499} = 0.62$: $0.4 < \alpha < 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur les deux sens, elle est soumise a une charge localisée, son calcul se fait a l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge a des distances symétriques du panneau de la dalle

On doit calculer la surface d'impact $U \cdot V$:

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2ke \\ V = b_0 + h_0 + 2ke \end{cases} \quad \begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // à } l_x. \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // à } l_y. \end{cases}$$

Avec :

h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e : Epaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$)

p : la charge concentrée

$k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.

$$a_0 = b_0 = 100\text{cm}$$

$$U = 100 + 15 + 2(5) = 125\text{cm}$$

$$V = 100 + 15 + 2(5) = 125\text{cm}$$

III.6.3. Calcul des sollicitationsà L'ELU : ($v = 0$)

Système de levage :

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN.}$$

Dalle en béton armé :

$$G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN /m}^2.$$

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

$$\text{Donc: } Q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 1 = 8,05 \text{ KN/m.}$$

a) Calcul des sollicitations

Système de levage :

$$q_s = 57 \text{ KN.}$$

Dalle en béton armé :

$$\text{Donc: } Q_s = (4,85 + 1) \times 1 = 5,85 \text{ KN/m.}$$

$$M_x1 = q (M1 + v M2)$$

$$M_y1 = q (M2 + v M1)$$

$$\frac{v}{L_x} = \frac{125}{160} = 0,781$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{125}{160} = 0,781$$

$$\alpha = 0,62$$

$$\left. \begin{array}{l} M_1 = 0,0716 \\ M_2 = 0,0274 \end{array} \right\} \text{ (tableau de PIGEAUD)}$$

Donc :

$$M_x1 = q_u \cdot M1 = 76,95 \times 0,0716 = 5,509 \text{ KN.m}$$

$$M_y1 = q_u \cdot M2 = 76,95 \times 0,0274 = 2,108 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_x2 et M_y2 :

$$M_x2 = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y2 = \mu_y \cdot M_x2$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0793 \\ \mu_y = 0,3214 \end{array} \right\} \text{ (tableau de PIGEAUD)}$$

$$M_x2 = 0,0793 \times 8,05 \times 1,6^2 = 1,634 \text{ KN.m}$$

$$M_y2 = 1,634 \times 0,3214 = 0,525 \text{ KN.m}$$

b) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.509 + 1.634 = 7.634 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.108 + 0.525 = 2.633 \text{ KN.m}$$

à L'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$M_{x1} = q_s (M1 + \nu M2) = 57(0.071 + 0.2 \times 0.0274) = 4.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (M2 + \nu M1) = 57(0.0274 + 0.2 \times 0.071) = 2.3712 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0.0793 \times 5.85 \times 1.6^2 = 1.187 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 1.187 \times 0.3214 = 0.382 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 4.35 + 1.187 = 5.537 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 2.3712 + 0.382 = 2.753 \text{ KN.m}$$

a) Les moments dans les travées et les appuis

Tableau III 7: Les moments dans les travées et les appuis

Zone	Sens	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)
Aux appuis	L_x	$0.5 \times 7.634 = 3.817$	$0.5 \times 5.537 = 2.768$
	L_y	$0.5 \times 2.633 = 1.3165$	$0.5 \times 2.753 = 1.376$
En travée	L_x	$0.85 \times 7.634 = 6.489$	$0.85 \times 5.537 = 4.706$
	L_y	$0.85 \times 2.633 = 2.238$	$0.85 \times 2.753 = 2.340$

b) Calcul des armatures en flexion simple

Le calcul se fera à **L'ELU** pour une bande de 1m.

$$h = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15; Fe400; F_{ed} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; F_{bu} = 14.17 \text{ MPa}.$$

c) Ferrailage dans le sens x-x ; y-y : (Fissuration peu préjudiciable).

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III 8 : Ferrailage a l'ELU. Sens X-X

	MU (KN.m)	A' (Cm ²)	AS (calculer) (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix	St (cm)
Sur appuis	3.187	0	0.68	1.6	2.01	4HA8	25
En travée	6.489	0	1.403	1.6	3.14	4HA10	25

Tableau III 9: Ferrailage a l'ELU. Sens Y-Y

	MU (KN.m)	A' (Cm ²)	AS (calculer) (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix	St (cm)
Sur appuis	1.31	0	0.28	1.6	2.01	4HA8	25
En travée	2.23	0	0.87	1.6	2.01	4HA10	25

III.6.3. Les vérifications

a) Vérification de la condition de non fragilité

Aux appuis : $A_{ua} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travées : $A_{ut} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

1) Choix de diamètre maximal des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

Nous choisissons des HA10, donc la condition est vérifiée.

2) Espacement des barres

Armatures $A_x // L_x$

- $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Armatures $A_y // L_y$

- $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{60 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

3) Vérification au poinçonnement

Il faut considérer qu'aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle. et on a d'après le BAEL91/Art : A.5.2.42)

$$Q_u \leq 0,045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : la charge de calcul à l'état ultime

$$U_c = 2(U+V) = 2(125+125) = 500 \text{ cm}=5\text{m}$$

$$Q_u=1.35(57)= 76.95 \leq 0.045 \times 5 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 562.5 \text{KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont au voisinage au maximum de la charge.

On doit vérifier que :

$$U=V \implies V = \frac{q_u}{2U+V} = 20.52 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.152 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa} < \tau \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.4. Vérifications a l'ELS : (La fissuration est peu nuisible)

a) Vérification de compression dans le béton

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 (f_{c28}) = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.Y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Tableau III 10 : Vérification de compression dans le béton

Zone	Sens	M_{ser} (KN.m)	K	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Appuis	L _X	2.768	66.41	2.01	2.56	4167.7	5.556	15	CV
	L _Y	1.376	33.01	2.01	2.56	4167.7	3.52	15	CV
Travée	L _X	4.706	77.31	3.14	3.13	6087.12	14.72	15	CV
	L _Y	2.340	38.44	3.14	3.13	6087.12	7.32	15	CV

a) **La flèche** : Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

D'après le **BAEL91** et **CBA93**, la vérification à la flèche est inutile si :

- $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$(1)
- $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$(2)
- $\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$(3)

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

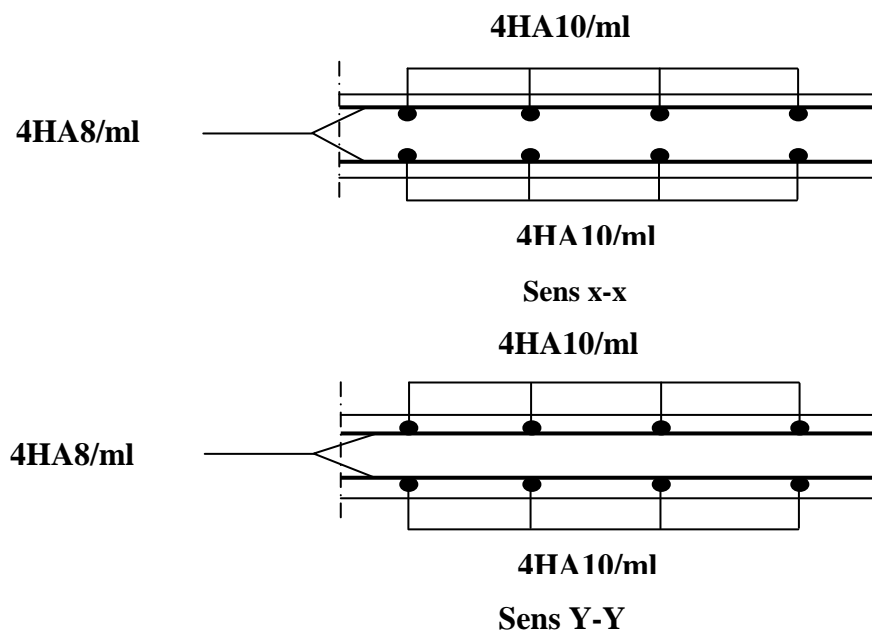


Figure .III. 13 : schéma de ferrailage de la dalle

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV.1.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

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

IV.1.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS

Nom du program: Extended Analysis of Building Systems

Version : 9.6

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA

Les principales caractéristiques de ce logiciel :

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 part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes 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).

IV.1.3. Modélisation de la structure

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite, le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois(3) DDL deux translations suivant (x,y) et une rotation autour de (z) .

Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ❖ Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté 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 introduit selon l'orientation qu'on choisit.

Modélisation de la masse

Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0.2$ correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV.1.4. Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

IV.1.5 Caractéristiques géométrique du bâtiment

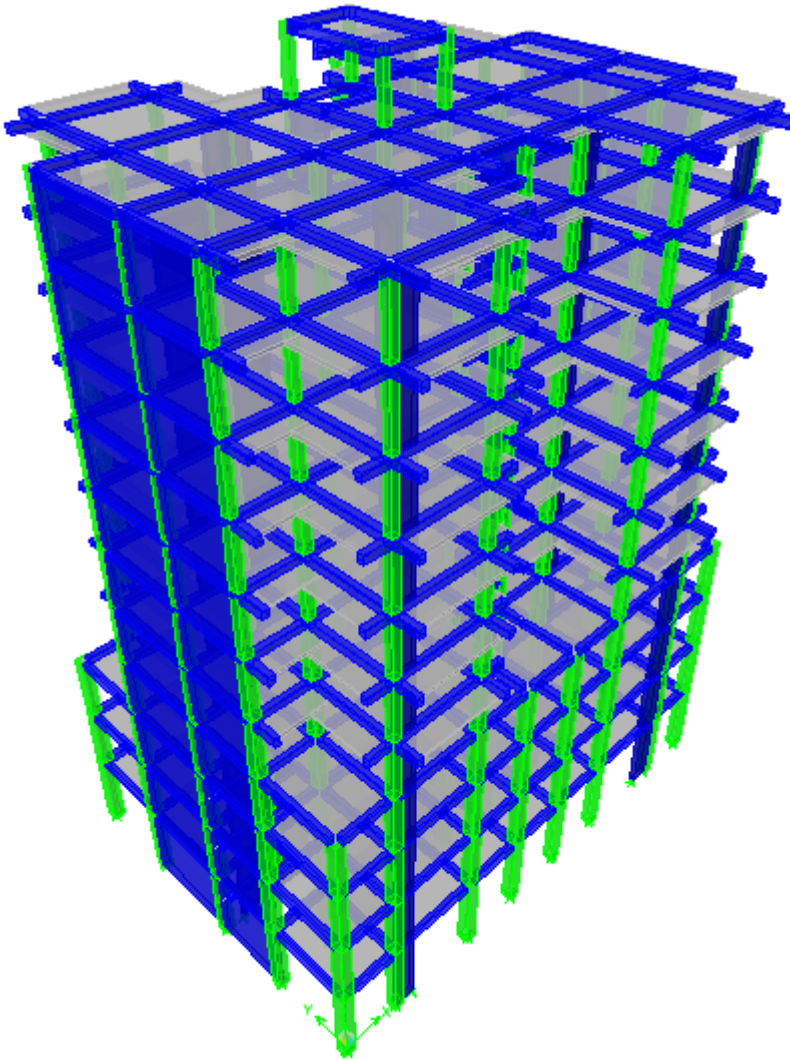


Figure .IV. 1: schéma de la structure en 3D

IV .1.5. Caractéristiques géométriques de la structure

IV .1.5.1. 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 :

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

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i , Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

IV .1.5.2. Centre de rigidité

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 des voiles, 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 donc 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 $\pm 0.05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

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

Excentricité théorique

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

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

Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

$$\text{Sens X : } e_{acc(x)} = 0.05 L_x = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y: } e_{acc(y)} = 0.05 L_y = 0.05 \times 18 = 0.9 \text{ m}$$

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

Story	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Mass	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	514,4416	12,352	8,879	12,35	8,823	0,002	0,056
STORY2	488,3222	12,35	8,886	12,35	8,549	0	0,337
STORY3	464,8683	12,35	8,785	12,35	8,368	0	0,417
STORY4	410,0926	12,35	8,336	12,35	8,241	0	0,095
STORY5	360,878	12,321	8,872	12,35	8,193	-0,029	0,679
STORY6	355,5801	12,321	8,874	12,35	8,181	-0,029	0,693
STORY7	351,1159	12,32	8,876	12,35	8,178	-0,03	0,698
STORY8	346,4421	12,32	8,878	12,35	8,18	-0,03	0,698
STORY9	342,6019	12,319	8,88	12,35	8,179	-0,031	0,701
STORY10	342,6019	12,319	8,88	12,35	8,178	-0,031	0,702
STORY11	353,5839	12,312	8,874	12,35	8,174	-0,038	0,7
STORY12	17,3232	12,35	10,805	12,35	10,805	0	0

Résultats de l'analyse dynamique par ETABS : Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque Modèle.

IV .1.6. Nombre de modes à considérer

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .
- Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Tableau .IV. 2: Période et facture de participation massique du modèle

Mode	Period	Facteurs de Participation Massique (en %)				
		UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,882786	68,8439	0	68,8439	0	0,0753
2	0,577221	0	64,0251	68,8439	64,0251	0
3	0,461172	0,1012	0	68,9451	64,0251	63,3207
4	0,261325	16,8186	0	85,7637	64,0251	0,0119
5	0,138891	0	21,8417	85,7637	85,8668	0
6	0,128483	5,8389	0	91,6026	85,8668	0,0867
7	0,109652	0,0204	0	91,623	85,8668	19,2279
8	0,108229	0,5337	0	92,1567	85,8668	0,1627
9	0,106449	0	0,9691	92,1567	86,8359	0
10	0,104864	0,0399	0	92,1966	86,8359	3,9798
11	0,074145	3,2311	0	95,4277	86,8359	0
12	0,062694	0	7,1952	95,4277	94,031	0

IV .1.7. 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 :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

- h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 35.36 \text{ m}$$

- 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 :

$$D'où : C_T = 0.05$$

$$Donc : T = 0,05 \times (37.36)^{3/4} = 0.755 \text{ sec}$$

$$T = 0.725 \text{ sec}$$

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 1.26 \text{ sec}$)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 1.07 \text{ sec}$)

- La période fondamentale $T_{dyn} = 0,882 \text{ sec}$
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$
 $T_{dyn} = 0,882 \text{ sec} < 1.3 (0,755) = 0,982 \text{ sec} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon(x-x) avec un coefficient de participation modale égale à **68,84 %**
- **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à **64,02 %**.
- **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion de période avec un coefficient de participation modale égale à **63,32 %**.

Les modes propres

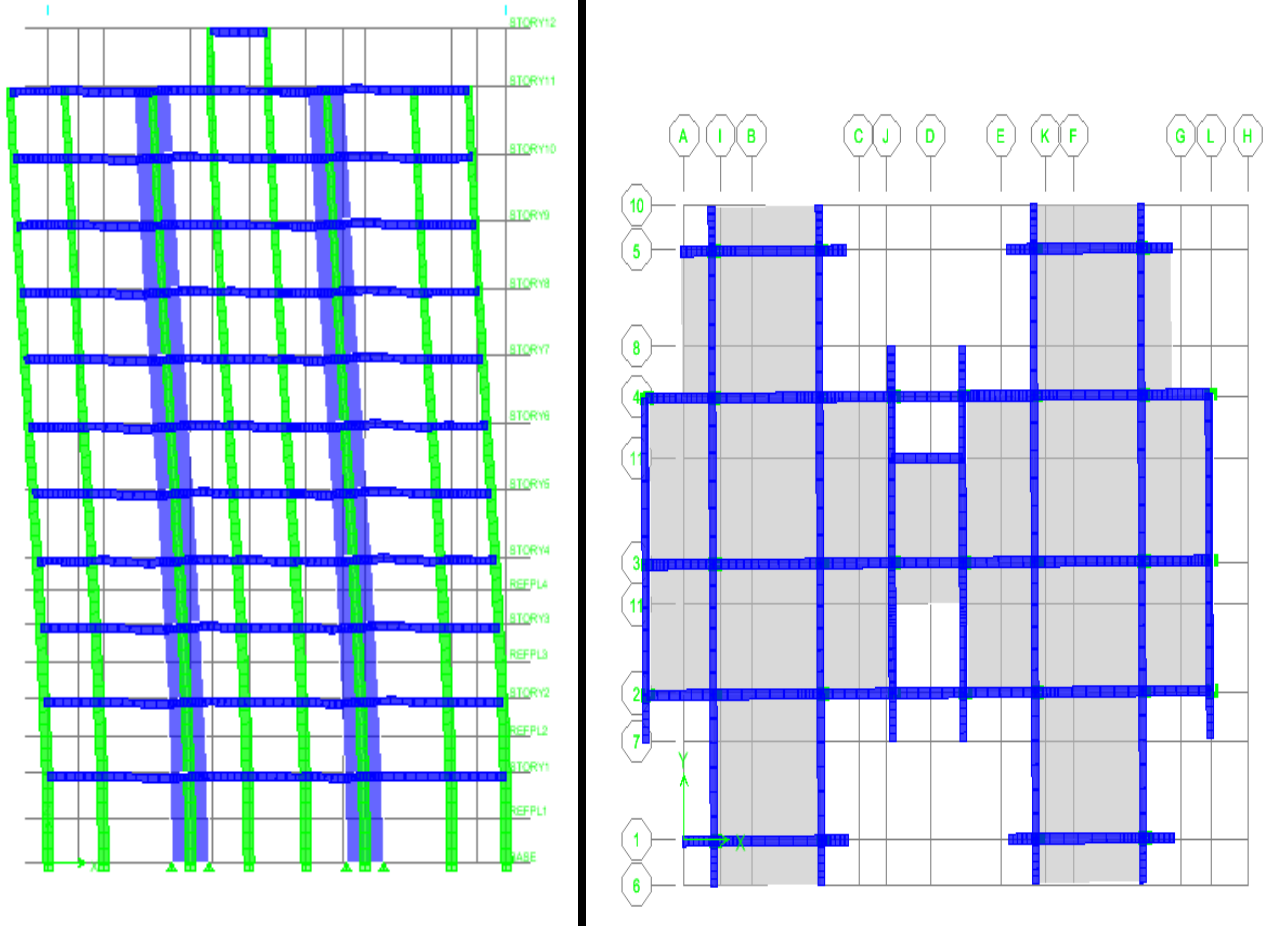


Figure .IV. 2 : Model Translation selon XX

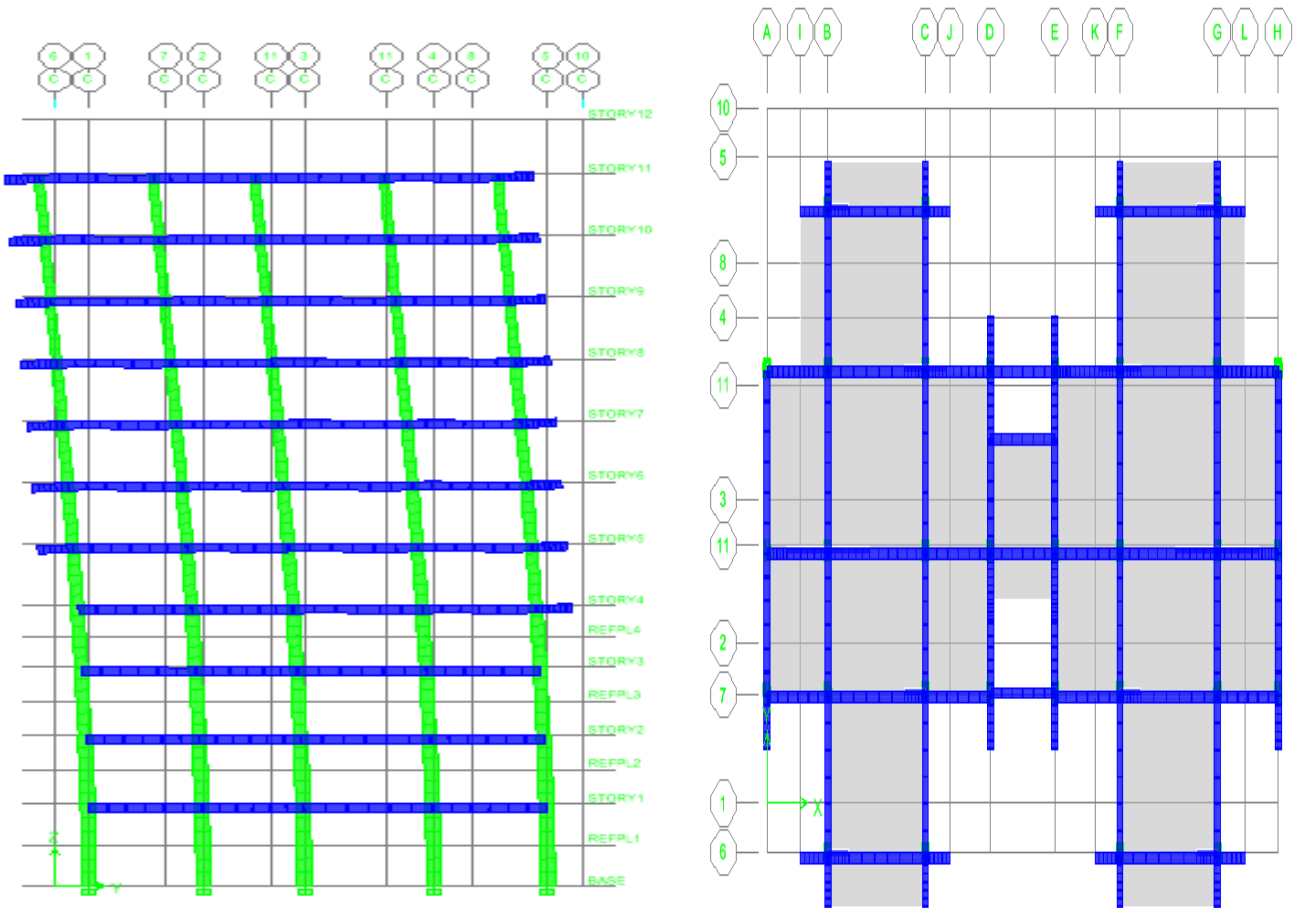


Figure .IV. 3: Mode2 Translation selon YY

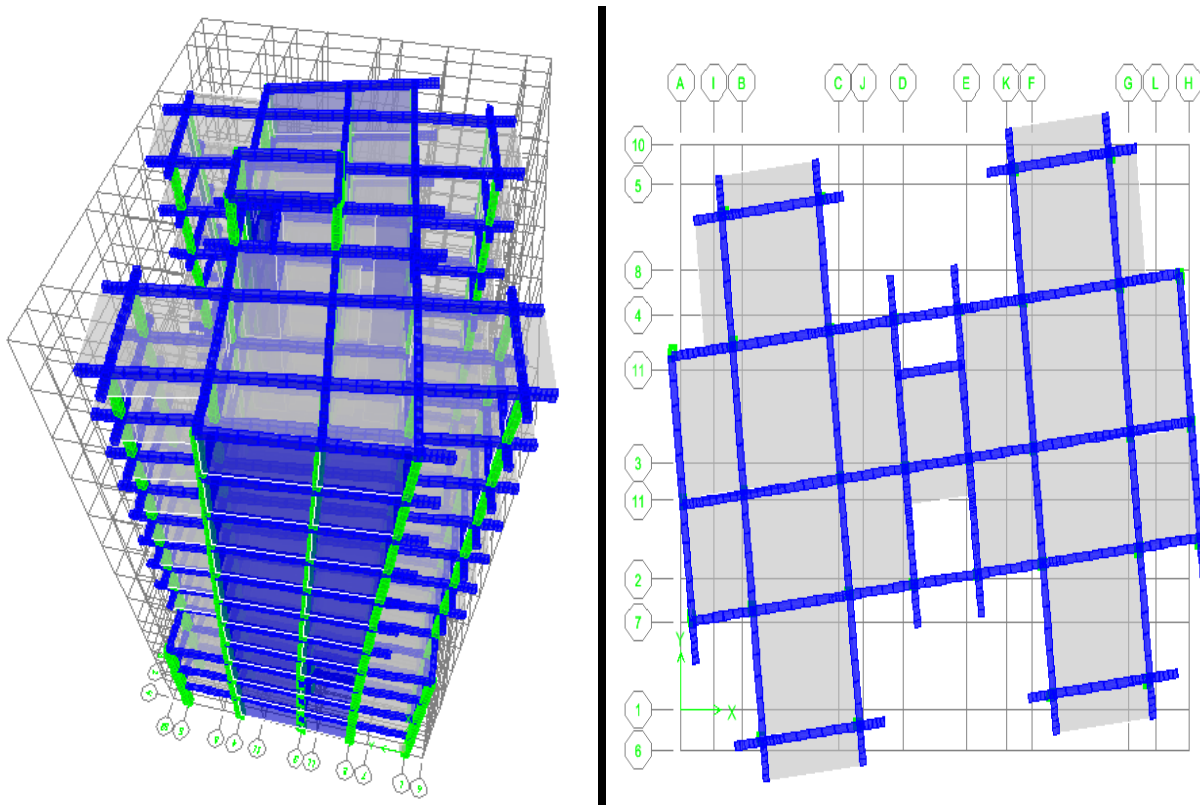


Figure .IV. 4: Mode 3 rotation selon Z

ETUDE SISMIQUE

Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.2.1. Justification du système de contreventement

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

- Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

➤ **Tableau .IV. 3 :** Sous charges horizontales

Niv	portiques		voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
	V _x	V _y	V _x	V _y	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
Base	397.51	218.24	2732.35	3674,35	12.70	5.61	87.30	94.39

Tableau .IV. 4: Sous charges verticales

Niv	Charges (KN)		Pourcentages (%)	
	portiques	voiles	portiques	voiles
Base	40197.32	32020,61	55.66	44.34

a) Commentaire

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le RPA 2003. Donc un coefficient de comportement de $R=3.5$

IV.2.2. Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans le cas de notre bâtiment étudié on a l'irrégularité en plan, nous utiliserons **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.3. Méthode d'analyse modale spectrale

IV.2.3.1. Principe

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

IV.2.3.2. Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{Cas4 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

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 $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc $\xi = 8.5 \%$

$$\eta = 0,882 > 0.7$$

- **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**

- **T₁, T₂** : 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 **T₁= 0.15sec,**

T₂= 0.50sec

- **Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

- * Conditions minimales sur les files de contreventement
- * La redondance en plan.
- * La régularité en plan et en élévation.
- * Contrôle de la qualité des matériaux.
- * Contrôle de la qualité de l'exécution.

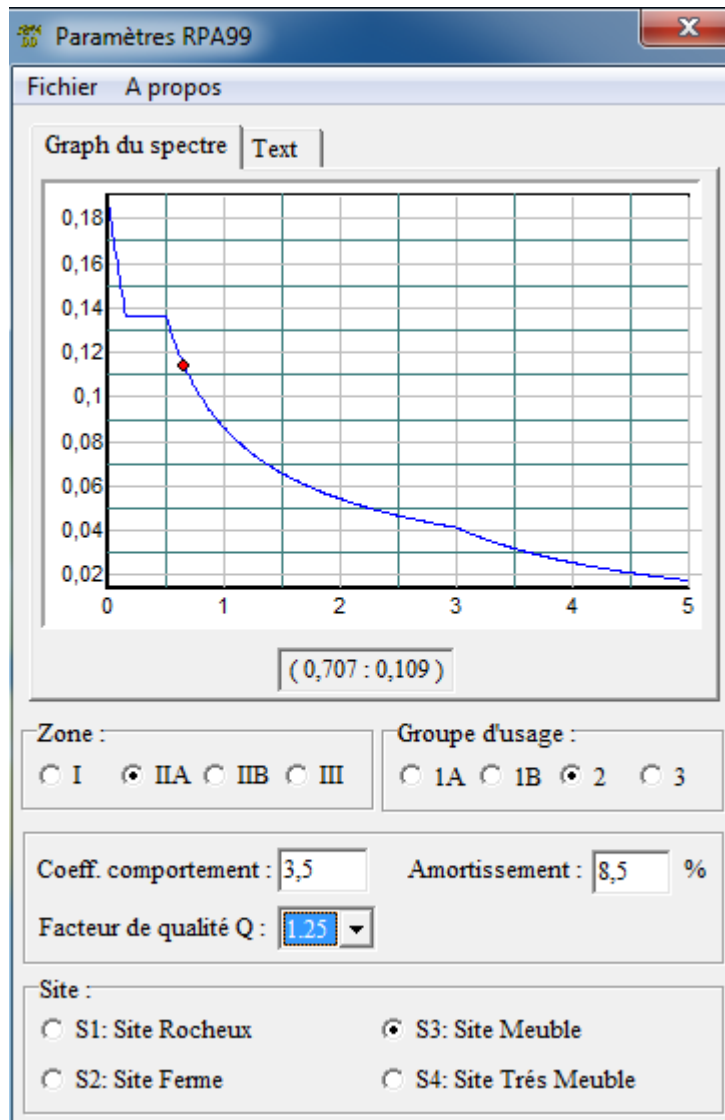
Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

Avec **P_q** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "**q**" est satisfait ou non.

À partir du tableau (4.4 de RPA 99 version 2003) on trouve : **Q = 1.25**

IV.2.3.3. Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**



Distribution des forces sismique selon la hauteur

➤ Sens xx

$$V_x = 2835,01521 \text{ KN}$$

Tableau .IV. 5 :La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	5046,6721	4.08	58374160	796721,001	73,2680071
Niveau2	4790,44078	7.48	101585674	796721,001	127,504702
Niveau 3	4560,35802	10.88	140664086	796721,001	176,553757
Niveau 4	4023,00841	13.94	158989743	796721,001	199,555105
Niveau 5	3540,21318	17.00	170621490	796721,001	214,154628
Niveau6	3488,24078	20.06	198377666	796721,001	248,992641
Niveau 7	3444,44698	23.12	225768177	796721,001	283,371691
Niveau 8	3398,597	26.18	252246242	796721,001	316,605489
Niveau 9	3360,92464	29.24	278606687	796721,001	349,691657
Niveau 10	3360,92464	32.30	307763201	796721,001	386,287296
Niveau 11	3468,65806	35.36	347719574	796721,001	436,438318
Niveau 12	169,940592	37.36	17999456,3	796721,001	22,591919

Sens yy

$$V_y = 3546,9056 \text{ KN}$$

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	5046,6721	4.08	73032283,6	796721,001	91,6660707
Niveau2	4790,44078	7.48	127094484	796721,001	159,521946
Niveau 3	4560,35802	10.88	175985734	796721,001	220,88753
Niveau 4	4023,00841	13.94	198913081	796721,001	249,664664
Niveau 5	3540,21318	17.00	213465633	796721,001	267,93022
Niveau6	3488,24078	20.06	248191563	796721,001	311,516281
Niveau 7	3444,44698	23.12	282460006	796721,001	354,528129
Niveau 8	3398,597	26.18	315586882	796721,001	396,107146
Niveau 9	3360,92464	29.24	348566602	796721,001	437,501461
Niveau 10	3360,92464	32.30	385044502	796721,001	483,286498
Niveau 11	3468,65806	35.36	435034175	796721,001	546,030762
Niveau 12	169,940592	37.36	22519234,6	796721,001	28,2648939

IV.2.3.4. Calcul de l'effort tranchant à la base

D'après le (RPA99/V 2003) :
$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_i$$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W_i : Poids total de la structure.

a) Sens longitudinal (x-x)

Tableau .IV. 6: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,882786	3	68,8439	42652,4252	0,090	2642,72337
2	0,577221	3	0	42652,4252	0,120	0
3	0,461172	2	0,1012	42652,4252	0,131	5,65451731
4	0,261325	2	16,8186	42652,4252	0,131	939,733843
5	0,138891	1	0	42652,4252	0,135	0
6	0,128483	1	5,8389	42652,4252	0,139	346,170111
7	0,109652	1	0,0204	42652,4252	0,146	1,27035983
8	0,108229	1	0,5337	42652,4252	0,147	33,462491
9	0,106449	1	0	42652,4252	0,148	0
10	0,104864	1	0,0399	42652,4252	0,150	2,55274765
11	0,074145	1	3,2311	42652,4252	0,161	221,880944
12	0,062694	1	0	42652,4252	0,165	0

b) Sens transversal (y-y)

Tableau .IV. 7: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0,882786	3	0	42652,4252	0,090	0
2	0,577221	3	64,0251	42652,4252	0,120	3276,99095
3	0,461172	2	0	42652,4252	0,131	0
4	0,261325	2	0	42652,4252	0,131	0
5	0,138891	1	21,8417	42652,4252	0,135	1257,66199
6	0,128483	1	0	42652,4252	0,139	0
7	0,109652	1	0	42652,4252	0,146	0
8	0,108229	1	0	42652,4252	0,147	0
9	0,106449	1	0,9691	42652,4252	0,148	61,1750086
10	0,104864	1	0	42652,4252	0,150	0
11	0,074145	1	0	42652,4252	0,161	0
12	0,062694	1	7,1952	42652,4252	0,165	506,373004

IV.2.3.5. Combinaisons des réponses modales: (Art 4.3.5 ; RPA 99)

1- 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 le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 8.5 \quad r \leq 0.991$$

2- Dans le cas où tout les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

3- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau .IV. 8: Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	observation
1	0,882786	0,653862	0,991	CV
2	0,577221	0,798952	0,991	CV
3	0,461172	0,566654	0,991	CV
4	0,261325	0,531487	0,991	CV
5	0,138891	0,925063	0,991	CV
6	0,128483	0,853435	0,991	CV
7	0,109652	0,987022	0,991	CV
8	0,108229	0,983553	0,991	CV
9	0,106449	0,985110	0,991	CV
10	0,104864	0,707058	0,991	CV
11	0,074145	0,845559	0,991	CV
12	0,062694	0,071018	0,991	CV

Commentaire : Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = 2835,01521 \text{ KN}$$

$$E_y = 3546,9056 \text{ KN}$$

IV.2.4. Méthode statique équivalente

IV.2.4.1. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

IV.2.4.2. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

- D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure

$$(T).D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule (4.6 R.P.A 2003), on peut également utiliser aussi la formule 4.7 R.P.A 2003

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

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

- a) - sans longitudinale : $D_x = 24.70 \text{ m} \longrightarrow T_X = 0.64 \text{ sec}$
 b) - sens transversale : $D_y = 17.70 \text{ m} \longrightarrow T_Y = 0.76 \text{ sec}$

ona : $T_{RPA} = 0,05 \times (35.36)^{3/4} = 0.725 \text{ sec}$
 $T_{RPA} = 0.725 \text{ sec}$

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc: $\mathbf{T_X} = \min (T, T_x) = \mathbf{0.640 \text{ sec}}$
 $\mathbf{T_Y} = \min (T, T_y) = \mathbf{0.725 \text{ sec}}$

On a: $T_1 = 0.15 \text{ sec}$
 $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

$$0.15 < T_X < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$0.15 < T_Y < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

D'où :

- $\mathbf{D_x} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.64} \right)^{2/3} = 1.87$
- $\mathbf{D_y} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.725} \right)^{2/3} = 1.72$

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 R.P.A2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = \mathbf{0,20}$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

La masse totale calculée par **ETAPS** :

$$\mathbf{W_t} = W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 R.P.A2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = \mathbf{0,20}$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

La masse totale calculée par ETAPS :

$$W_t = 42652,4252 \text{ KN}$$

Conclusion

Paramètres	A	η	Q	D_x	D_y	R	$W_T(\text{KN})$	$V_x(\text{KN})$	$V_y(\text{KN})$
Valeurs	0.15	0.882	1.25	1.87	1.72	3.5	42652,42	2284.95	3930.12

IV.2.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V .

Ceci nous donne

	V_t (KN)	V(KN)	$0.8 V_t$	$0.8 V_t < V$
Sens longitudinal (x-x)	2835,02	2284.95	2268.02	Vérifier
Sens transversal (y-y)	3546,91	3930.12	2837.53	Vérifier

IV.2.5. Vérifications

IV.2.5.1. Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le RPA99/2003 exige de vérifier que les déplacements entre 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.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - R.P.A 2003}).$$

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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/2003}).$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau .IV. 9: Vérification des déplacements inter-étage

NIV	$\delta_K (cm)$		R	$R * \delta_K (cm)$		$\Delta_K (cm)$		h_k (cm)	1% h_k (cm)
	δ_x	δ_y		$R * \delta_x$	$R * \delta_y$	Δ_x	Δ_y		
8	2,7052	1,6461	3,5	9,4682	5,76135	0,330	0,373	306	3.06
7	2,6108	1,5395	3,5	9,1378	5,38825	0,725	0,604	306	3.06
6	2,4034	1,3667	3,5	8,4119	4,78345	0,797	0,616	306	3.06
5	2,1755	1,1906	3,5	7,6142	4,1671	0,873	0,619	306	3.06
4	1,9259	1,0137	3,5	6,7406	3,54795	0,935	0,610	306	3.06
3	1,6586	0,8394	3,5	5,8051	2,9379	0,982	0,589	306	3.06
2	1,3779	0,6709	3,5	4,8226	2,34815	0,996	0,553	306	3.06
1	1,0932	0,5127	3,5	3,8262	1,79445	0,984	0,504	306	3.06
RDC	0,8119	0,3687	3,5	2,8416	1,29045	0,890	0,431	306	3.06
EN3	0,5574	0,2455	3,5	1,9509	0,85925	0,875	0,396	306	3.06
EN2	0,3074	0,1322	3,5	1,0759	0,4627	0,691	0,292	408	4.08
EN1	0,1097	0,0487	3,5	0,3839	0,17045	0,383	0,170	306	3.06

Commentaire

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow \Delta_k < 1\% h_k$.

IV.2.5.2. Vérification de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le RPA99/2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la

condition suivantes est vérifiée: $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.6.RPA99/2003).

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K ".

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Tableau .IV. 10: vérification de l'effet P-Δ

Niv	h _k (cm)	p _k (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	Δ _x (cm)	Δ _y (cm)	θ _x	θ _y
8	200	169,940592	22,591919	28,2648939	0,3304	0,3731	0,01242665	0,01121618
7	306	3638,59865	459,030237	574,295656	0,7259	0,6048	0,01880391	0,01252244
6	306	6999,52329	845,317533	1057,58215	0,7976	0,6163	0,02158302	0,01332984
5	306	10360,4479	1195,00919	1495,08361	0,8736	0,6191	0,02475133	0,01402014
4	306	13759,0449	1511,61468	1891,19076	0,9355	0,6100	0,0278272	0,01450312
3	306	17203,4919	1794,98637	2245,71889	0,9824	0,5897	0,03076964	0,01476287
2	306	20691,7327	2043,97901	2557,23517	0,9964	0,5537	0,03296345	0,01464129
1	306	24231,9459	2258,13364	2825,16539	0,9845	0,504	0,03452494	0,01412712
RDC	306	28254,9543	2457,68874	3074,83005	0,8907	0,4312	0,03346399	0,01294884
EN3	340	32815,3123	2634,2425	3295,71758	0,875	0,3965	0,032059	0,01161157
EN2	340	37605,7531	2761,7472	3455,23953	0,6919	0,2922	0,02770989	0,00935357
EN1	408	42652,4252	2835,01521	3546,9056	0,3839	0,1704	0,01415619	0,00502231

Commentaire

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

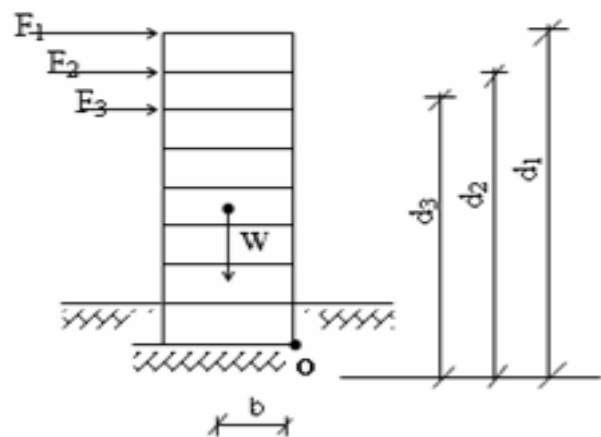
Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.2.5.3. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:(RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$- M_{Re} = M_{F_i / O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$- M_{stab} = M_{W / O} = W \times b$$



Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau .IV. 11: vérification d'équilibre d'ensemble

	$W_t(\text{KN})$	$b(\text{m})$	$M_s(\text{KN.m})$	$M_r(\text{KN})$	M_s/M_r
Sens longitudinal	42652,43	12.33	525904,46	68409,6347	7,68757884
Sens transversal	42652,43	8.82	376194,43	85587,73	4,39542479

Commentaire

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.

IV.2.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Tableau .IV. 12: Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section	N(KN)	N_{rd}	remarque
Story5et 6et7	35x35	305.53	0.10	Vérifier
Story3et 4	40x40	518.23	0.13	Vérifier
Story 1et2	45x45	759.24	0.15	Vérifier
Ens 3et RDC	50x50	1037.74	0.17	Vérifier
Ens 1 et 2	55x55	1365.91	0.18	Vérifier

V.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les 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 du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.2. 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 soit dans le sens longitudinal et le sens 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 :

➤ Situation durable et transitoire -Béton

$$\gamma_b = 1.5 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17MPa$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & : T \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{array} \right.$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1.15 \quad f_e = 400 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Situation accidentelle**

-Béton

$$\gamma_b = 1.15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

-Acier

$$\gamma_s = 1 \quad f_e = 400 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

V.2.1. Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91** (situation durable)

$$\text{ELU} \dots\dots\dots 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} \dots\dots\dots G + Q$$

➤ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N_{\max} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}}$$

V.2.2. Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

➤ **Zone1** : Du Enter-SOL 1 et 2

➤ **Zone2** : Du Enter-SOL 3 et RDC

➤ **Zone3** : Du 1^{ere} et 2^{eme} étage.

➤ **Zone4** : Du 3^{eme} et 4^{eme} étage.

➤ **Zone5** : Du 5^{eme} jusqu'au 7^{eme} étage.

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

➤ Situation accidentelle

Tableau .V. 1: Ferrailage des poteaux sous combinaisons sismique

Zones	N, M	Section n (cm ²)	N (KN)	M3(KN.m)	A (cm ²)	choix des barres
						A3
Zone 5	N _{max} M _{corr}	35X35	364.1	26.51	0	8HA14
	N _{min} M _{corr}		-47.14	3.42	1,07	
	M _{3max} N _{corr}		131.7	59.11	0	
Zone 4	N _{max} M _{corr}	40X40	635.6	51.99	0	12HA14
	N _{min} M _{corr}		-210.22	5.23	3,52	
	M _{3max} N _{corr}		495.1	77.39	0	
Zone 3	N _{max} M _{corr}	45X45	947.41	61.65	0	12HA16
	N _{min} M _{corr}		-505.89	5.88	7,76	
	M _{3max} N _{corr}		788.15	88.55	0	
Zone 2	N _{max} M _{corr}	50X50	1370.94	15.22	0	12HA20
	N _{min} M _{corr}		-836.04	4.38	12,33	
	M _{3max} N _{corr}		606.55	87.95	0	
Zone 1	N _{max} M _{corr}	55X55	2228.85	26.32	0	12HA20
	N _{min} M _{corr}		-1444.58	3.3	20,98	
	M _{3max} N _{corr}		1471.31	74.35	0	

➤ Situation durable

Tableau .V. 2: Ferrailage des poteaux

Zones	N, M	Section (cm ²)	N (KN)	M(KN.m)	A (cm ²)	choix des barres
						A3
Zone 5	N _{max} M _{corr}	35X3 5	419,52	10,618	0	8HA14
	N _{min} M _{corr}		12,97	10,691	0,82	
	M _{3max} N _{corr}		21,89	22,837	1,9	
Zone 4	N _{max} M _{corr}	40X4 0	712,51	11,364	0	12HA14
	N _{min} M _{corr}		103,04	7,474	0	
	M _{3max} N _{corr}		161,27	20,274	0	
Zone 3	N _{max} M _{corr}	45X4 5	1044,35	14,84	0	12HA16
	N _{min} M _{corr}		190,43	7,323	0	
	M _{3max} N _{corr}		284,21	19,993	0	
Zone 2	N _{max} M _{corr}	50X5 0	1427,16	5,94	0	12HA16
	N _{min} M _{corr}		45,94	17,28	0,39	
	M _{3max} N _{corr}		63,68	23,99	0,55	
Zone 1	N _{max} M _{corr}	55X5 5	1877,52	2,56	0	12HA20
	N _{min} M _{corr}		110,12	7,87	0	
	M _{3max} N _{corr}		182,5	17,96	0	

V.2.3. Calcul des armatures longitudinales

a) Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} d \cdot b_0 \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

b) Recommandations du «BAEL99/V2003» :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

c) Recommandations du RPA 99/version2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- Le diamètre minimum est de 12 mm

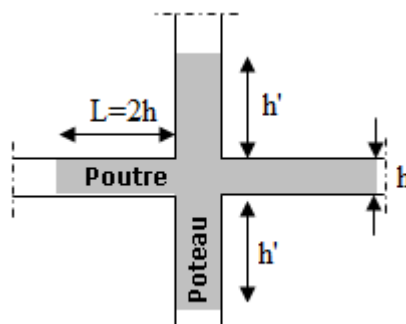


Figure V. 1: zone nodale

Tableau .V. 3: Armatures maximales et minimales pour chaque zone

Zones	Section (cm ²)	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 t
Zone 1	55X55	6.05	151.25	3.28	24.2	90.75	181.50
Zone 2	50X50	5	125	2.71	20	75	150
Zone 3	45X45	4.05	101.25	2.20	16.2	60.75	121.50
Zone 4	40X40	4	80	1.74	12.8	48	96
Zone 5	35X35	4	61.25	1.33	9.8	36.75	73.50

Exemple de calcul

1. Ferrailage longitudinal

Soient un poteau de (50X50) cm² (Situation durable) :

$$C=C'=3\text{cm.}$$

$$L=3,06\text{m.}$$

$$f_{bu}=14,2\text{Mpa.}$$

$$M_{2\max} = -42,993\text{KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -102,99 \text{ KN}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{42,993}{102,99} = 0,42\text{m}$$

$$e_A = e_0 + (d-h/2) = 0,42 + (0,45 - 0,5/2) = 0,62 \text{ m}$$

e_A : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_A = N \times e_A = 63,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0,8h}{d} \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_A}{bd^2} = \frac{63,85 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{Section partiellement comprimée}$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

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

$$\gamma = M_U / M_S = \frac{18.138}{13.18} = 1.38$$

$$\mu_{bu} = 0.299 \text{ (tableau des moment réduits -2.3.1-BAEL91)}$$

$$\mu_{bu} = 0.080 < \mu_{lu} = 0.2999 \text{ donc } A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.275 \text{ donc Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.45(1 - 0.6 \times 0.044) = 0.44 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_A}{Z_B \times f_{ed}}$$

$$A = \frac{63.85 \times 10^{-3}}{0.44 \times 348} 10^4 = 4.17 \text{ cm}^2$$

Calcul des aciers en flexion composée

$$A_u = A - \frac{N}{f_{ed}} = 4.97 - \frac{94.92 \times 10^{-3}}{348} \cdot 10^4 = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A - N / f_{ed} = 4.17 - \frac{102.99 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 2.96 \text{ cm}^2$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.45(1 - 0.6 \times 0.044) = 0.44 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_A}{Z_B \times f_{ed}}$$

$$A = \frac{63.85 \times 10^{-3}}{0.44 \times 348} 10^4 = 4.17 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{\min(RPA)})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V. 4: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	combinaison	A _{CAL} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{min(RPA)} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Zone 1	55X55	durable	0	3.28	24.2	8HA20 =25.12
		accidentelle	20.98			
Zone 2	50X50	durable	0.55	2.71	20	8HA20 =25.12
		accidentelle	12.33			
Zone 3	45X45	durable	0	2.20	16.2	4HA20+4HA16 =24.12
		accidentelle	7.76			
Zone 4	40X40	durable	0	1.74	12.8	4HA16+4HA14 =18.48
		accidentelle	3.52			
Zone 5	35X35	durable	1.9	1.33	9.8	4HA14+4HA12 =10.68
		accidentelle	1.07			

2-Calcul d'armature transversale

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule 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.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15cm)$ en zone IIa

$$t = 8\text{cm}$$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

$$t' = 10\text{cm}$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée

comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad 0.8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau est donnée par

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 ϕ_t .

Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{u \max} = 30.66 \text{ KN}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = V_u / b * d = 30.66 * 10^{-3} / 0.5 * 0.45 = 0.136 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc : CV

➤ a) **1^{ere} Zone (Du Enter-SOL 1 et 2)**

➤ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.55} = 5.19 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_a t}{h t f_e} = \frac{0,12 * 2,5 * 16.29}{0,49 \times 400000} \times 10^4 = 0.25 \text{ cm}^2$$

On prend : 1,13 cm².....**4 ϕ 6**

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t b$ en % est donnée comme suite :

$$\lambda_g = 0,7 * 4,08 / 0,55 = 5,19 \text{ , le section minimal est } 0,3 \%$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \text{ (RPA99)}$$

$$1,13 / 12 \times 55 = 0,17\% < 0,30 \% \text{ non vérifiée.}$$

D'après (RPA99) : on prend $A_t > t * b * 0,003 = 1,98 \text{ cm}^2$; $A_t = 2,01 \text{ 4cadres } \phi 8$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° Ayant une longueur de $8\phi_t = 8\text{cm}$.

- Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant

➤ **Zone courante**

Tableau .V. 5: Armature transversale (Zone courante)

Poteau x	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
55x55	16.29	12	0.25	5.19	2.5	0.167	4HA8	2.01	0.305	0.3
50x50	22.26	12	0.57	4.76	3.75	0.136	4HA8	2.01	0.335	0.3
45x45	9.84	12	0.29	4.76	3.75	0.184	4HA8	2.01	0.372	0.36
40x40	9.89	12	0.22	5.36	2.5	0.264	4HA8	2.01	0.419	0.3
35x35	12.07	12	0.31	6.12	2.5	0.480	4HA8	2.01	0.478	0.3

➤ **Zone nodale**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times 4,08}{0,55} = 5,19 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_a t}{h t f_e} = \frac{0,08 * 2,5 * 16,29}{0,49 \times 400000} \times 10^4 = 0,17 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ **4HA8**

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t b$ en % est donnée comme suite :

$$\lambda_g = 0,7 * 4,08 / 0,55 = 5,19 \text{ cm}^2 \text{ , le section minimal est } 0,3 \%$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \text{ (RPA99)}$$

$$2,01 / 8 \times 55 = 0,46\% > 0,30 \% \text{ vérifiée.}$$

- Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant

➤ Zone nodale

Tableau .V. 6: 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
55x55	16.29	8	0.17	5.19	2.5	0.167	4HA8	2.01	0.457	0.3
50x50	22.26	8	0.38	4.76	3.75	0.136	4HA8	2.01	0.502	0.3
45x45	9.84	8	0.19	4.76	3.75	0.184	4HA8	2.01	0.558	0.36
40x40	9.89	8	0.15	5.36	2.5	0.264	4HA8	2.01	0.628	0.3
35x35	12.07	8	0.21	6.12	2.5	0.480	4HA8	2.01	0.717	0.3

V.1.6.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

On a : V_{u max} = 22.29KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.29 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.5} = 0.081 \text{MPa}.$$

Donc : τ_u = 0.081MPa < τ_u = 3.33 MPa.....Condition Vérifiée.

V.1.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$Avec : \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \text{Min} \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right) = \left(\frac{2.142}{0.55}; \frac{2.142}{0.55} \right) = 3.89$$

$$\lambda_g = 3.89 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1MPa$$

Donc : $\tau_u = 0.081MPa < \tau_{bu} = 1MPa \dots \dots \dots CV$

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V. 7: Vérification de la contrainte de cisaillement et l’effort tranchant

Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ _u < $\bar{\tau}_u$	τ _u < τ _{bu}
(55x55)	22.29	0.081	3.89	0.04	1	3.33	CV	CV
(50x50)	45.03	0.200	5.71	0.075	1.875	3.33	CV	CV
(45x45)	47.98	0.260	4.76	0.04	1	3.33	CV	CV
(40x40)	44.93	0.312	5.36	0.075	1.875	3.33	CV	CV
(35x35)	37.66	0.336	6.12	0.075	1.875	3.33	CV	CV

V.1.7.Vérification des poteaux à l’ELS

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. (σ_{bc} = KxY)

Avec :

Y : Position de l’axe neutre.

Et : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Position de l'axe neutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{\left[1 + \frac{bdA_s + bdA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1 \right]}$$

Avec : $\eta = 15$ (c'est le coefficient d'équivalence acier – béton).
 $A'_s = 0$

Moment d'inertie I

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

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau .V. 8 : Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
1	20.288	25.13	20.21	485857	4.2	0.8	15	Vérifier
2	20.288	20.61	18.20	322520	6.3	1.1	15	Vérifier
3	18.532	20.61	17.84	250991	7.4	1.3	15	Vérifier
4	18.865	14.20	14.97	138932	13.60	2	15	Vérifier
5	16.228	10.68	13.14	83452	19.40	2.6	15	Vérifier

V.1.8.Vérification de l'effort normale ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort

normal ultime est:
$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Calcul de α

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Calcul de λ

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

Calcul de B_r

$$B_r = (a - 0.02)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau .V. 9 : Vérification de l'effort normal ultime

zone	Section (cm ²)	λ	α	B_r (m ²)	A (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)	$N_{max} < N_u$
1	(55x55)	13.49	0.83	0.2809	25.13	5040.989	2187.78	CV
2	(50x50)	19.78	0.799	0.2304	20.61	3980.234	1895.94	CV
3	(45x45)	16.48	0.814	0.1849	20.61	3369.402	1320.21	CV
4	(40x40)	18.55	0.805	0.1444	14.20	2549.210	775.94	CV
5	(35x35)	21.21	0.792	0.1089	10.68	1890.654	251.76	CV

Conclusion

Le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications.

V.1.9. Schémas de ferraillage des poteaux

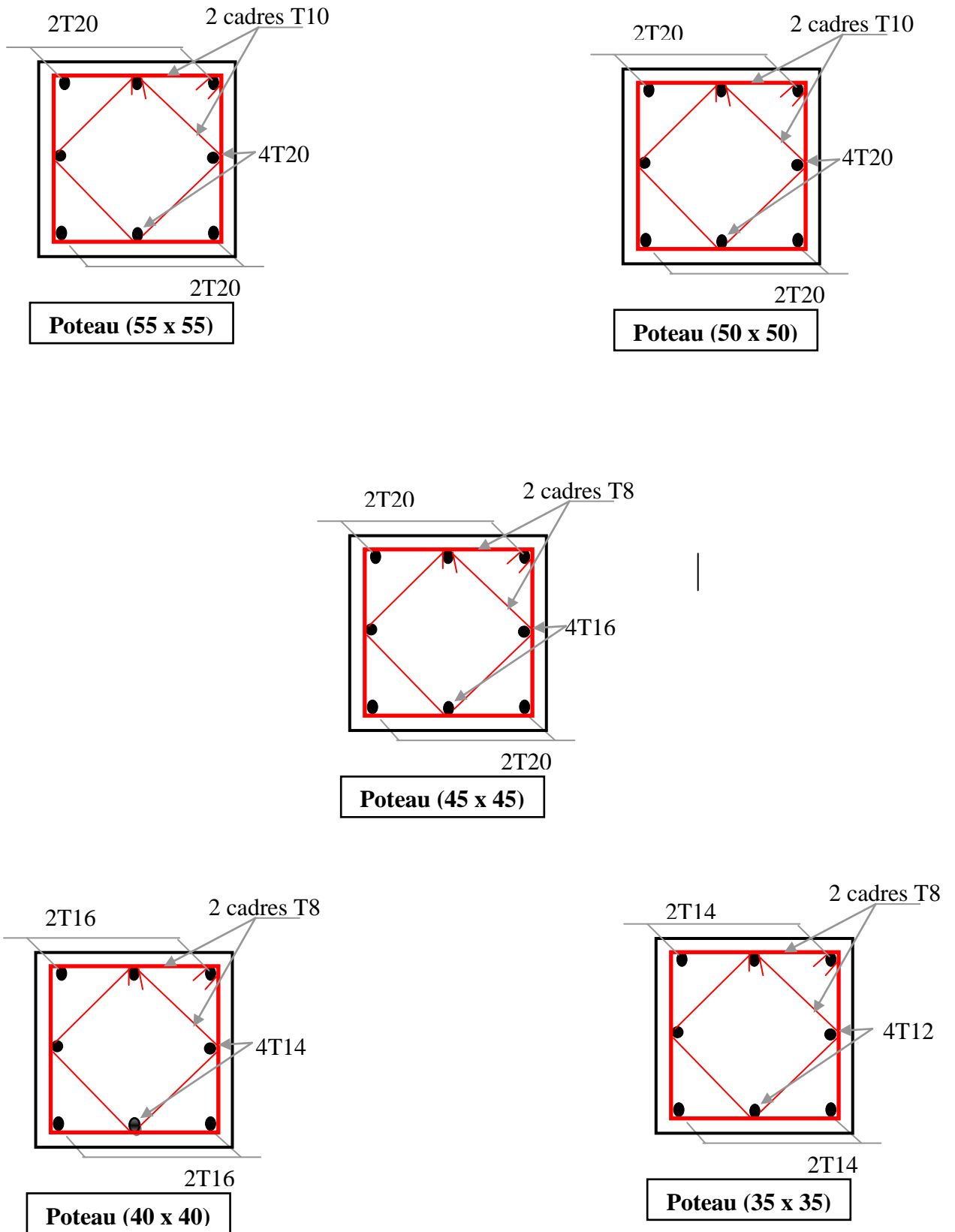


Figure V. 2 : Schémas de ferraillage des poteaux

V.2. Ferrailage des voiles

Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend cinq (4) types des voiles : type 1 : $L = 3\text{m}$, type 2 : $L = 2\text{m}$, type 3: $L = 1.85\text{ m}$, type 4 : $L = 1\text{m}$; que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone1** : Du Enter-SOL 1 et 2
- **Zone2** : Du Enter-SOL 3 et RDC
- **Zone3** : Du 1^{ere} et 2^{eme} étage.
- **Zone4** : Du 3^{eme} et 4^{eme} étage.
- **Zone5** : Du 5^{eme} jusqu'au 7^{eme} étage.

V.2.1. Recommandations du RPA99/version2003

a. Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

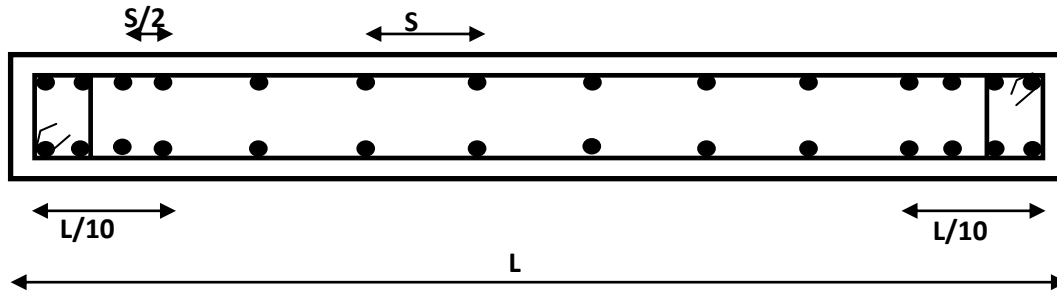


Figure V. 3: Disposition des armatures verticales dans le voile.

b. Armatures horizontales

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 munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 e$
 - $S \leq 30 \text{ cm}$
- e** : épaisseur du voile
- ✓ 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.
- ✓ 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.
- ✓ 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.

d. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4T10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.2.2. Combinaisons du calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91/99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99/version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

V.2.3. Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/vesrion2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{\text{compression}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
2. $N_{\text{traction}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}}$
3. $M_{\text{max}}, N_{\text{corr}}$

V.2.3.1. Présentation de la méthode du calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué,

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas

1^{er} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

2^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

3^{ème} cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

V.2.3.2. Exemple du calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone1) de ($L = 3 \text{ m}$; $e = 0.25 \text{ m}$)

➤ **Détermination des sollicitations**

$$N = 1800.57 \text{ KN}$$

$$M = 2713.59 \text{ KN.m}$$

$$V = 632.74 \text{ KN}$$

$$B = L \times e = 0.75 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.5625 \text{ m}^4$$

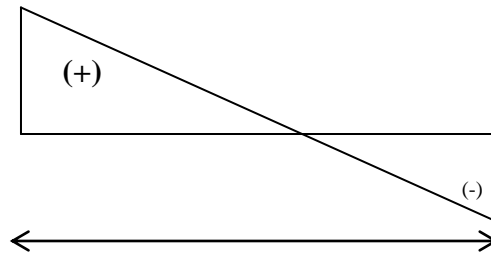
$$V = \frac{L}{2} = 1.5 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{1800.57}{0.75} + \frac{2713.59 \times 1.5}{0.5625} = 9637 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{1800.57}{0.75} - \frac{2713.59 \times 1.5}{0.5625} = -4835.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 9637 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_2 = 4835.48 \text{ KN/m}^2$$

Figure V.8. Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée

⇒ La section est partiellement comprimée

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = 1 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_1}{2} L_c e = \frac{4835.48}{2} \times 0.25 \times 1 = 605.85 \text{ KN}$$

➤ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 15.15 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale**

$$A_{\min} = \text{Max} \left(0.2\% e L_c, \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right)$$

e : Epaisseur du voile.

L_c : Longueur de la section comprimée.

$$A_{\min} = \text{Max}(4 ; 39.38) = 39.38 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 632.42}{400} = 2.43 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sv} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = 39.38 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

En zone d'about : **Soit 6T20 ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)**

En zone courante : **Soit 9T20 ($A_s = 28.27 \text{ cm}^2$)**

$$\text{Donc } A_s \text{ adopté : } A_s = 47.12 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement**

En zone courante : $S_t \leq \text{Min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{47.12}{4} = 11.78 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99/version2003 : $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 150$
 $= 11.25 \text{ cm}^2$

$$A_H = \text{Max} \left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right) = 11.78 \text{ cm}^2$$

Soit 20T10 = 15.71 cm² ; avec $S_h = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement Selon le RPA99/version2003**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 632.42 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 3} = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \text{ Condition vérifiée}$$

Selon le BAEL91/99

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{20.37 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 3} = 0.03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1381.84 \times 10^{-3}}{0.25 \times 3 + (15 \times 47.12 \times 10^{-4})} = 1.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau .V. 10 : Ferrailage verticale du voile type 1

Zones	(M, N)	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	Lt (m)	Lc (m)	F (KN)	A _v (cm ²)
1	N (max)	-4564,26	-2647,806	-13146,50	975,14	SPC	0,21	2,79	25,25	0,63
	N (min)	2255,95	331,338	3891,50	2124,37	SEC	1,06	1,94	2255,95	56,13
	M (max)	1800,57	2713,591	9637,00	-4835,48	SPC	1,00	2,00	605,85	15,15
2	N (max)	-2770,1	-1585,376	-9901,42	667,75	SPC	0,19	2,81	12,66	0,32
	N (min)	847,79	403,628	2758,41	67,56	SEC	0,07	2,93	847,79	20,98
	M (max)	-2770,1	-1585,376	-9901,42	667,75	SPC	0,19	2,81	12,66	0,32
3	N (max)	-1843,12	-1065,704	-6624,21	480,48	SPC	0,20	2,80	9,75	0,24
	N (min)	298,7	416,867	1887,39	-891,72	SPC	0,96	2,04	85,84	2,15
	M (max)	1843,12	-1065,704	-480,48	6624,21	SPC	2,80	0,20	1852,87	46,32
	N (max)	-1182	-729,703	-4402,34	462,34	SPC	0,29	2,71	13,18	0,33
5	N (min)	24,89	463,46	1586,35	-1503,38	SPC	1,46	1,54	219,45	5,49
	M (max)	-1182	-729,703	-4402,34	462,34	SPC	0,29	2,71	13,18	0,33
4	N (max)	-735,39	-424,854	-2641,83	190,53	SPC	0,20	2,80	3,85	0,10
	N (min)	87,74	340,945	1282,72	-990,25	SPC	1,31	1,69	129,42	3,24
	M (max)	-92,31	433,617	1291,54	-1599,24	SPC	1,66	1,34	265,42	6,64

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{\max} ; N^{\min} ; M^{\max} .

Tableau .V. 11 : Choix des barres du voile type 1

Zone	Av (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Choix des barres/nappe								
				A _{adop} (cm ²)	ZC	S _t (cm)	Zone D'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	56,13	39,38	28,07	29,88	15T14	15	8T12	10	14,03	16,95	15T12	20
2	20,98	31,5	15,75	23,75	15T12	15	8T12	10	7,88	11,78	15T10	20
3	46,32	31,5	23,16	23,75	15T12	15	8T12	10	11,58	11,78	15T10	20
4	5,49	31,5	15,75	23,75	15T12	15	8T12	10	7,88	11,78	15T10	20
5	6,64	31,5	15,75	23,75	15T12	15	8T12	10	7,88	11,78	15T10	20

Tableau .V. 12 : Ferraillage verticale du voile type 2

Zone	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (KN)	Av (cm ²)
Zone 1	N (max)	-3846,02	-1391,75	-1604,25	65,85	SPC	1,92	0,08	6,49	0,16
	N (min)	2084,57	280,75	585,36	248,46	SEC	1,40	0,60	2084,57	50,34
	M (max)	-3846,02	-1391,75	-1604,25	65,85	SPC	1,92	0,08	6,49	0,16
Zone 2	N (max)	-2244,34	-627,07	-10313,88	-907,83	SET	/	0,16	2244,34	56,11
	N (min)	816,17	266,14	4036,48	44,37	SEC	1,98	0,02	816,17	20,26
	M (max)	-1996,81	631,04	-259,22	-9724,83	SET	/	1,95	1996,81	49,42
Zone 3	N (max)	-1381,17	-442,89	-6774,60	-131,25	SET	/	0,04	1381,17	34,53
	N (min)	307,38	312,77	3114,23	-1577,33	SPC	1,33	0,67	106,06	2,65
	M (max)	-1197,39	-447,79	-6351,90	364,95	SPC	1,89	0,11	3,97	0,10
Zone 4	N (max)	-861,14	-257,4	-4083,35	-222,35	SET	/	0,10	861,14	21,53
	N (min)	70,04	309,7	2497,85	-2147,65	SPC	1,08	0,92	198,57	4,96
	M (max)	-830,54	364,3	655,90	-4808,60	SPC	0,24	1,76	846,29	21,16
Zone 5	N (max)	-597,84	-129,22	-2463,75	-525,45	SET	/	0,35	597,84	14,95
	N (min)	156,91	183,58	1769,13	-984,58	SPC	1,28	0,72	70,41	1,76
	M (max)	-567,24	-321,89	-3832,28	996,08	SPC	1,59	0,41	41,10	1,03

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau .V. 13 : Choix des barres du voile type 2

Zone	Choix des barres/nappe											
	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	ZC	S_t (cm)	Zone D'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	50,34	26.25	25.17	26.25	10T16	15	4T14	10	12.59	16.95	15T12	20
2	56.11	21	23.06	26.25	10T16	15	4T14	10	14.03	16.95	15T12	20
3	34,53	21	25.26	26.25	10T16	15	4T14	10	8.63	11.78	15T10	20
4	21,53	21	10.77	19.91	10T14	15	4T12	10	5.38	11.78	15T10	20
5	14,95	21	10.50	19.91	10T14	15	4T12	10	5.25	11.78	15T10	20

Tableau .V. 14 : Ferraillage verticale du voile type 3

Zone	Solisit- ation	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Natur e	L_c (m)	L_T (m)	F (KN)	A_v (cm ²)
Zone 1	N (max)	-1849.37	40.681	-3713.37	-4283.91	SET	0.86	0.99	1849.37	46.23
	N (min)	-656.89	97.682	-735.32	-2105.29	SET	0.48	1.37	656.89	16.42
	M (max)	-1044.98	-803.51	-7893.96	3375.13	SPC	1.30	0.55	233.76	5.48
Zone 2	N (max)	-1566.18	-23.428	-4438.21	-4027.63	SET	0.97	0.88	1566.18	39.15
	N (min)	-390.66	93.389	-237.23	-1874.44	SET	0.21	1.64	390.66	9.77
	M (max)	-1325.61	-42233	-7357.65	46.24	SPC	1.84	0.01	0.05	0.00
Zone 3	N (max)	-1190.94	-19.141	-3386.53	-3050.98	SET	0.97	0.88	1190.94	29.77
	N (min)	-259.44	144.742	567.55	-1969.93	SPC	0.41	1.44	282.92	7.07
	M (max)	-1086.38	-292.701	-5501.84	-370.49	SET	1.73	0.12	1086.38	27.16
Zone 4	N (max)	-926.61	-67.901	-3099.54	-1909.16	SET	1.14	0.71	926.61	23.17
	N (min)	-178.23	149.833	831.66	-1795.07	SPC	0.59	1.26	226.94	5.67
	M (max)	-855.01	-235.693	-4376.72	-244.95	SET	1.75	0.10	855.01	21.38
Zone 5	N (max)	-621.72	-68.606	-2281.69	-1078.96	SET	1.26	0.59	621.72	15.54
	N (min)	-26.61	176.283	1473.29	-1617.13	SPC	0.88	0.97	156.55	3.91
	M (max)	-569.58	-161.079	-2951.35	-127.46	SET	1.77	0.08	569.58	14.24

Tableau .V. 15 : Choix des barres du voile type 3

				Choix des barres/nappe								
Zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	ZC	S_t (cm)	Zone D'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	46.23	24.28	23.12	26.25	10T16	15	4T14	9	11.56	16.95	15T12	20
2	39.15	19.42	19.58	26.25	10T16	15	4T14	9	9.79	11.78	15T10	20
3	29.77	19.42	15.89	26.25	10T16	15	4T14	9	7.35	11.78	15T10	20
4	21.38	19.42	10.69	19.91	10T14	15	4T12	9	5.35	11.78	15T10	20
5	15.54	19.42	18.72	19.91	10T14	15	4T12	9	4.86	11.78	15T10	20

Tableau .V. 16 : Ferraillage verticale du voile type 4

Zone	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L_c (m)	L_T (m)	F (KN)	A_v (cm ²)
Zone 1	N (max)	-933.98	-32.604	-4518.42	-2953.42	SET	/	0.40	933.98	23.35
	N (min)	-227.33	85.85	1151.08	-2969.72	SPC	0.28	0.72	267.52	6.69
	M (max)	-847.03	-222.04	-8717.08	1940.84	SPC	0.82	0.18	44.18	1.10
Zone 2	N (max)	-953.52	-19.187	-5343.21	-4191.99	SET	/	0.44	953.52	23.84
	N (min)	-305.98	3.37	-1428.80	-1631.00	SET	/	0.53	305.98	7.65
	M (max)	-718.25	-131.42	-7533.85	351.35	SPC	0.96	0.04	1.57	0.04
Zone 3	N (max)	-759.91	33.43	-2796.65	-4802.45	SET	/	0.63	759.91	19.00
	N (min)	-220.07	56.252	587.21	-2787.91	SPC	0.17	0.83	230.29	5.76
	M (max)	-601.63	-87.683	-5638.64	-377.66	SET	/	0.06	601.63	15.04
Zone 4	N (max)	-597.68	15.82	-2513.80	-3463.00	SET	/	0.58	597.68	14.94
	N (min)	-144.32	50.052	779.96	-2223.16	SPC	0.26	0.74	164.58	4.11
	M (max)	-494.82	-82.038	-4935.24	-12.96	SET	/	0.00	494.82	12.37
Zone 5	N (max)	-398.67	17.988	-1453.71	-2532.99	SET	/	0.64	398.67	9.97
	N (min)	-13.23	24.52	669.45	-801.75	SPC	0.46	0.54	43.69	1.09
	M (max)	-113.03	-76.113	-2848.54	1718.24	SPC	0.62	0.38	64.65	1.62

Tableau .V. 17: Choix des barres du voile type 4

			Choix des barres/nappe									
Zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	ZC	S_t (cm)	Zone D'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	23.35	13.13	11.68	14.57	8T14	10	2T12	10	5.84	11.78	15T10	20
2	23.84	10.5	11.92	14.57	8T14	10	2T12	10	5.96	11.78	15T10	20
3	19.00	10.5	9.5	11.30	8T12	10	2T12	10	4.75	11.78	15T10	20
4	14.94	10.5	7.97	11.30	8T12	10	2T12	10	3.74	11.78	15T10	20
5	9.97	10.5	5.25	11.30	8T12	10	2T12	10	2.63	11.78	15T10	20

Tableau .V. 18: Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

			Vérification des contraintes de cisaillement						Vérification à l'ELS	
Voile	Zone	V (KN)	τ_b (MPa)	OBS	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	Ns	σ_{bc} (MPa)	OBS
Type 1	1	18.92	0,039	CV	0,028	2.5	CV	1381,84	1,744	CV
	2	15.39	0,0399	CV	0,028	2.5	CV	1156,71	1,854	CV
	3	20.37	0,052	CV	0,037	2.5	CV	923,44	1,454	CV
	4	18.98	0,049	CV	0,035	2.5	CV	699	1,120	CV
	5	17.51	0,045	CV	0,032	2.5	CV	442,53	0,709	CV
Type 2	1	17.05	0,053	CV	0,037	2.5	CV	1348,33	2,507	CV
	2	23.86	0,092	CV	0,066	2.5	CV	1140,96	2,625	CV
	3	22.28	0,086	CV	0,061	2.5	CV	867,23	1,980	CV
	4	20.87	0,081	CV	0,057	2.5	CV	674,81	1,621	CV
	5	47.99	0,18	CV	0,133	2.5	CV	452,94	1,089	CV
Type 3	1	14.77	0,049	CV	0,035	2.5	CV	1059,44	2,130	CV
	2	9.83	0,041	CV	0,029	2.5	CV	859,02	2,150	CV
	3	25.15	0,105	CV	0,075	2.5	CV	641,03	1,627	CV
	4	32.96	0,138	CV	0,098	2.5	CV	475,63	1,232	CV
	5	50.07	0,210	CV	0,150	2.5	CV	301,06	0,756	CV
Type 4	1	18.67	0,116	CV	0,082	2.5	CV	656,01	2,452	CV
	2	11.20	0,087	CV	0,062	2.5	CV	692,04	3,176	CV
	3	21.84	0,169	CV	0,121	2.5	CV	550,99	2,571	CV
	4	12.99	0,101	CV	0,072	2.5	CV	433,36	2,044	CV
	5	28.50	0,221	CV	0,158	2.5	CV	289,11	1,390	CV

V.3.Ferraillage des poutres

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferraillage 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 ferraillage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « RPA99 » en zone IIa.

- Poutres principales : **(b, h) = (30,40)**
- Poutres secondaires : **(b, h) = (30,35)**

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	1.35G + 1.5Q	G + Q ± E
E.L.S	G + Q	0.8G ± E

Tableau V.3.1: combinaisons de charges

V.3.1 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°**.

b) Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :
 - $A_t = 0,003. S. b$
- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \varnothing_1)$$

Avec

\varnothing_1 : c'est la valeur du diamètre \varnothing 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 \varnothing_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.

c) **Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent**

Tableau .V. 19: caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable

V.3.2 Recommandation 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\varnothing_1 \text{ min} \neq 0) \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t.f_e}{0,4.b} \\ S_t \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\gamma_s (\tau_u - 0,3.f_{tj})} \end{array} \right.$$

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 : $S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \right\}$

➤ Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

• **Calcul des armatures :**

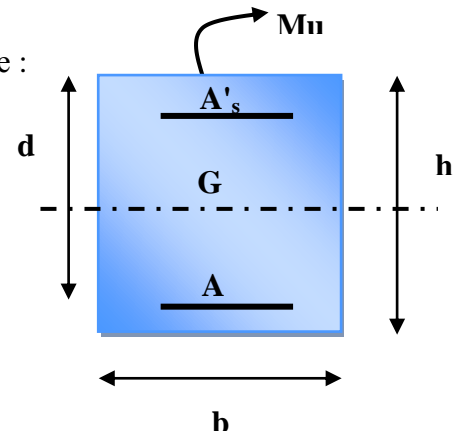
Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :
On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

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 accentuelle

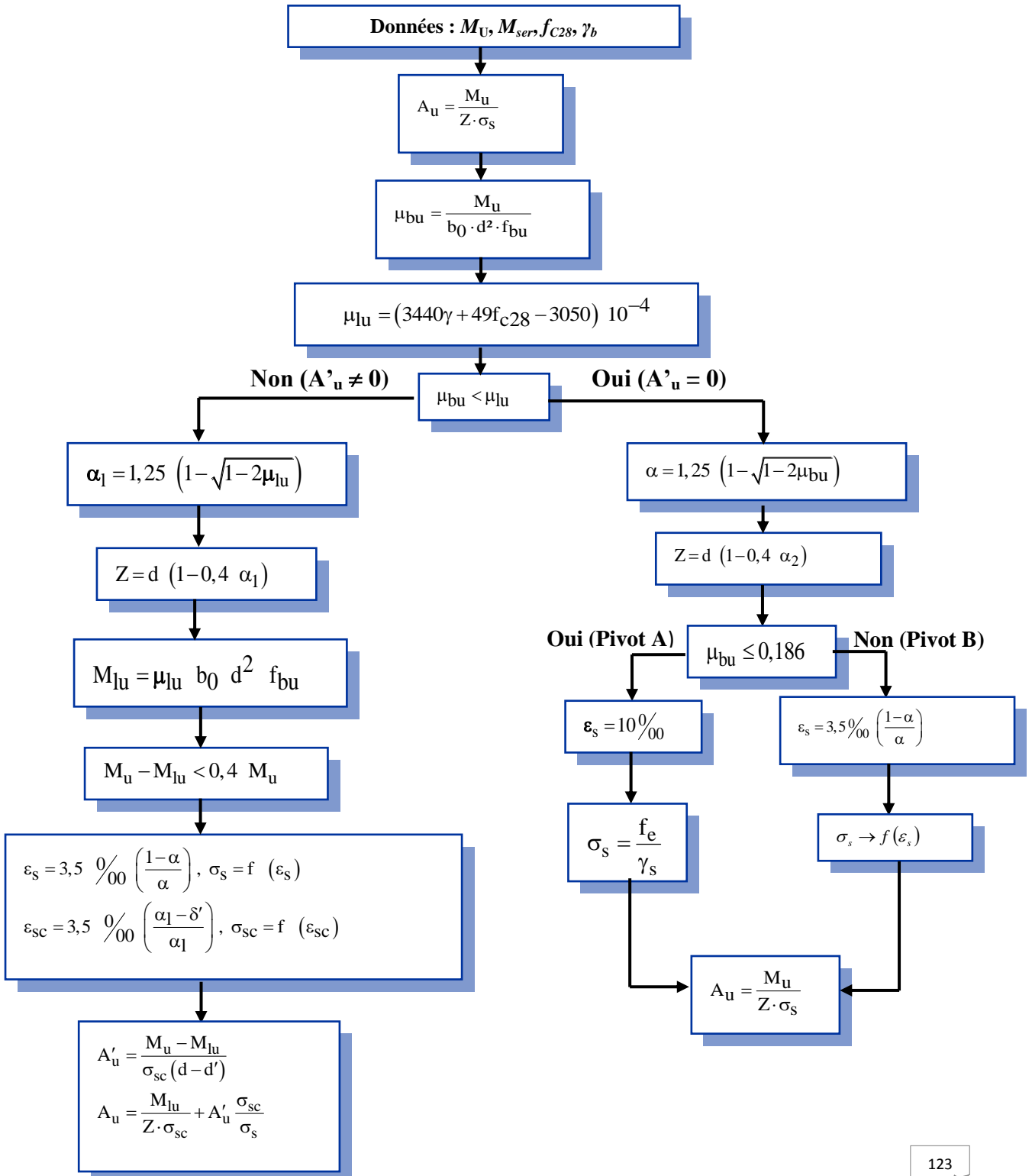
$\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1$ Si la combinaison est fondamentale

V.3.3 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

Poutres porteuses (poutres principales) (30x40) :

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre (B37)

✓ Ferrailage En travée

$$\theta = 1, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 116,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 84,90 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.210$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.299$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 31,69 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{Mu}{z * f_e d} = 10,54 \text{ cm}^2$$

✓ Ferrailage sur appuis

➤ Armatures supérieures

$$\theta = 0.85, \gamma_b = 1,15, \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 21.7 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$M_{u \max} = -129,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.084$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.0.235$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 31.11 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{Mu}{z * f_e d} = 11,95 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures inférieures

$$\theta = 0.85, \gamma_b = 1,15, \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 21.7 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$M_{u \max} = 113,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.207$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.292$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 31.79 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{Mu}{z * f_{ed}} = 10.29 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci – après

❖ **Ferraillage des poutres principales (30x40)**

Tableau .V. 20:représante les résultats de ferraillage des armatures longitudinales

niveau	M (KN.m)			As (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)	Combinaison
3 ^{ème} ES	Sur appuis	Sup	- 116,48	10,24	6	3T16+3T14	10.65	G+Q-Ey
		inf	115,86	10,18		3T16+3T14	10.65	0.8G+Ey
	En travée	63,13	5,21	3T16		6.03	1.35G+1.5Q	
2 ^{ème} ES	Sur appuis	Sup	- 155,37	14,45	6	6T14+3T16	15.27	G+Q-EY
		inf	154,89	14,39		6T14+3T16	15.27	0.8G+EY
	En travée	65,28	5,4	3T16		6.03	1.35G+1.5Q	
1 ^{ère} ES	Sur appuis	Sup	- 154,97	14,4	6	6T14+3T16	15.27	G+Q-Ey
		inf	153,90	14,28		6T14+3T16	15.27	0.8G+Ey
	En travée	70,99	5,91	3T16		6.03	1.35G+1.5Q	
RDC	Sur appuis	Sup	- 164,52	15,53	6	6T16+3T14	16.68	G+Q-Ey
		inf	160,61	15,06		6T14+3T16	15.27	0.8G+Ey
	En travée	76,10	6,38	3T14+2T16		8.64	1.35G+1.5Q	
1 ^{ère} étage	Sur appuis	Sup	- 165,73	15,67	6	6T16+3T14	16.68	G+Q-Ey
		inf	160,95	15,1		6T14+3T16	15.27	0.8G+Ey
	En travée	98,80	8,5	3T14+2T16		8.64	1.35G+1.5Q	
2 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	- 163,17	15,36	6	6T16+3T14	16.68	G+Q-Ey
		inf	157,70	14,72		6T14+3T16	15.27	0.8G+Ey
	En travée	100,32	8,62	3T14+2T16		8.64	1.35G+1.5Q	
3 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	- 155,43	14,45	6	6T14+3T16	15.27	G+Q-Ey
		inf	148,99	13,72		6T14+3T16	15.27	0.8G+Ey
	En travée	102,29	8,84	3T14+3T16		10.65	1.35G+1.5Q	

4 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	- 145,62	13,34	6	6T14+3T16	15.27	G+Q-Ey
		inf	138,55	12,56		6T14+2T16	13.26	0.8G+Ey
	En travée		103,80	8,98		3T14+3T16	10.65	1.35G+1.5Q
5 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	- 132,25	11,88	6	6T16	12.06	G+Q-Ey
		inf	124,45	11,06		6T16	12.06	0.8G+Ey
	En travée		105,22	9,12				1.35G+1.5Q
6 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	- 132,44	11,9	6	6T16	12.06	G+Q-Ey
		inf	118,03	10,4		3T14+3T16	10.65	0.8G+Ey
	En travée		107,72	9,37		3T14+3T16	10.65	1.35G+1.5Q
7 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	- 129,26	11,57	6	6T16	12.06	G+Q-Ey
		inf	113,79	9,97		3T14+3T16	10.65	0.8G+Ey
	En travée		116,19	10,22		3T14+3T16	10.65	1.35G+1.5Q

Poutres secondaire (30x35)

Tableau .V. 21:représante les résultats de ferraillage des armatures longitudinales

niveau	M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	Aadopté (cm ²)	Combinaison	
3 ^{ème} ES	Sur appuis	Sup	- 129,00	11,54	5.25	6T16	12.06	G+Q-Ey
		inf	118,75	10,48		3T14+3T16	10.65	0.8G+Ey
	En travée		16,42	1,29		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
2 ^{ème} ES	Sur appuis	Sup	- 171,35	16,36	5.25	6T16+3T14	16.68	G+Q-EY
		inf	155,33	15,06		6T14+3T16	15.27	0.8G+EY
	En travée		20,74	1,69		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
1 ^{ère} ES	Sur appuis	Sup	- 190,93	19,86	5.25	6T20+2T14	21.93	G+Q-Ey
		inf	173,04	17,33		6T16+2T20	18.34	0.8G+Ey
	En travée		29,79	2,45		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
RDC	Sur appuis	Sup	- 197,51	20,86	5.25	6T20+2T14	21.93	G+Q-Ey
		inf	177,77	17,98		6T16+2T20	18.34	0.8G+Ey
	En travée		36,61	3,03		3T16	6.03	1.35G+1.5Q

1 ^{ère} étage	Sur appuis	Sup	-	20,83	5.25	6T20+2T14	21.93	G+Q-Ey
		inf	197,28	17		6T16+2T20	18.34	0.8G+Ey
	En travée		43,51	3,63		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
2 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	-	19,18	5.25	6T20+2T14	21.93	G+Q-Ey
		inf	186,27	14,73		6T14+3T16	15.27	0.8G+Ey
	En travée		49,00	4,11		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
3 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	-	16,5	5.25	6T16+3T14	16.68	G+Q-Ey
		inf	166,77	12,4		6T14+2T16	13.26	0.8G+Ey
	En travée		55,48	4,69		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
4 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	-	13,67	5.25	6T14+3T16	15.27	G+Q-Ey
		inf	143,83	11,82		6T16	12.06	0.8G+Ey
	En travée		60,18	5,11		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
5 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	-	12,69	5.25	6T14+2T16	13.26	G+Q-Ey
		inf	135,35	10,94		6T16	12.06	0.8G+Ey
	En travée		64,99	5,55		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
6 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	-	12,28	5.25	6T14+2T16	13.26	G+Q-Ey
		inf	131,69	10,46		3T14+3T16	10.65	0.8G+Ey
	En travée		69,09	5,93		3T16	6.03	1.35G+1.5Q
7 ^{ème} étage	Sur appuis	Sup	-	10,85	5.25	6T16	12.06	G+Q-Ey
		inf	118,65	9,15		3T14+3T16	10.65	0.8G+Ey
	En travée		67,90	5,82		3T16	6.03	1.35G+1.5Q

V.3.4 Vérification

V.3.4.1 Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

➤ Pour les poutres principales (30x40)

- $A_{s\ RPA\ min} = 0.005 * 30 * 40 = 6\ cm^2$
- $A_{s\ RPA\ max} = 0.04 * 30 * 40 = 48\ cm^2$ (Zone courante)
- $A_{s\ RPA\ max} = 0.06 * 30 * 40 = 72\ cm^2$ (Zone recouvrement)

➤ Pour les poutres secondaires (30x35)

- $A_{s\ RPA\ min} = 0.005 * 35 * 30 = 5.25\ cm^2$

- $A_{s\ RPA\ max} = 0.04 * 35 * 30 = 42\ cm^2$ (Zone courante)
- $A_{s\ RPA\ max} = 0.06 * 35 * 30 = 63\ cm^2$ (Zone recouvrement)

V.3.4.2 Armatures transversales

Le ferraillage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

V.3.4.2.1 Selon le BAEL91

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; **S_t ≤ min (0,9d ; 40 cm)**

Donc :

On adopte les espacements suivants : **S_t = 20cm.**

Donc:

$$A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.35 / 400 = 0.7 \Rightarrow A_t \geq 0.6\ cm^2.$$

• **Diamètre des armatures d'âme**

➤ Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\ min}\right) = \min\left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1.2\right) = 1.2\ cm \quad \text{Soit : } \phi_t = 10\ mm$$

➤ Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\ min}\right) = \min\left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1.2\right) = 1.2\ cm \quad \text{Soit : } \phi_t = 10\ mm$$

V.3.4 .2.2 Selon le RPA99/version 2003

D'après le RPA99version2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : **A_t = 0.003 x S_t x b**

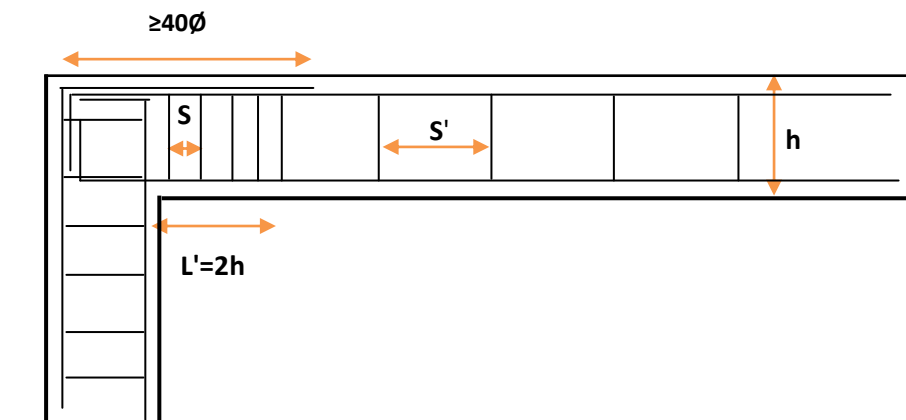


Figure V. 4 : Disposition des armatures verticales dans la poutre

V.3.5 L'espaceur maximal (poutre principale (30x40))

• **En zone nodale**

La longueur de la zone nodale est: $L'=2h=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = \min (40/4, 12 \phi_L, 30) = 13.75\text{cm} \implies \mathbf{St = 10\text{cm}}$

• **En zone courante**

$St \leq h/2 = 20 \text{ cm} \implies \mathbf{St = 20 \text{ cm}}$

V.3.6 L'espaceur maximal (poutre secondaire (30x35))

• **En zone nodale**

La longueur de la zone nodale est: $L'=2h=2 \times 35 = 70\text{cm}$

$St \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30\text{cm}) = 8.5\text{cm} \implies \mathbf{St = 8\text{cm}}$

• **En zone courante** $\implies St \leq h/2; St = 17.5\text{cm} \quad \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$

➤ **L'espaceur maximal**

- En zone nodale : **St = 10 cm**
- En zone courante : **St = 20 cm**

Donc: $A_t = 0.003 \times St \times b = 2.1 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$

• **Conclusion**

$S_{t \text{ Adopté}} = \min (St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}}).$

- En zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø10..... $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø10 »

➤ **Vérification**

1) La condition de non fragilité :(BAEL91)

$A_t = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{Fe} = 2.09 \text{ cm}^2$	P-P	}	\implies	C.V
$A_t = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{Fe} = 1.90 \text{ cm}^2$	P-S			

D'après le tableau de ferraillage, on remarque que :

$A_L > A_{\min}$ vérifiée

2) Vérification du cisaillement du béton

On doit vérifier la condition ci-après :

$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \implies \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration peut préjudiciable})$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .V. 22: Vérification de la contrainte de cisaillement

les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observatio
Poutres principale	30x40	315.36	2.92	3.33	Cv
Poutres secondaire	30x35	288.23	3.05	3.33	Cv

3) Contraint de compression dans le béton

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

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

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky \implies K = \frac{M_{ser}}{I}$

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

- **Calcul de la position de l'axe neutre :** $y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$
- **Calcul du moment d'inertie :** $\frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2 \implies \eta = 15$

A_s : section d'armatures tendue.

A'_s : section d'armatures comprimées.

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence.

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Poutres principales

Tableau .V. 23 : les résultats de vérification des contraintes de compression dans le béton

niveau	Zone vérification		As(cm ²)	Y(cm)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	K	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obser
3 ^{ème} et 2 ^{ème} et 1 ^{ère} E S	Sur appuis	sup	14,45	16,70	127311,84	51,48	0,040	6,75	15	Cv
		inf	14,39	16,68	126976,17		0,041	6,76	15	
	En travée		5,4	11,50	63829,00		0,081	9,28	15	
RDC et 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	Sur appuis	sup	15,67	17,18	133960,09	72,75	0,054	9,33	15	Cv
		inf	15,1	16,69	130895,15		0,056	9,42	15	
	En travée		6,68	12,52	74866,45		0,097	12,17	15	
3 ^{ème} .4.5. 6.7 étage	Sur appuis	sup	13,34	15,24	120961,55	84,90	0,070	11,40	15	Cv
		inf	12,56	15,89	116312,23		0,073	11,60	15	
	En travée		10,22	14,74	101314,94		0,084	12,35	15	

➤ Poutres secondaire

Tableau .V. 24: les résultats de vérification des contraintes de compression dans le béton

niveau	Zone vérification		As(cm ²)	Y(cm)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	K	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obser
3 ^{ème} et 2 ^{ème} et 1 ^{ère} E S	Sur appuis	sup	19,86	16,98	111763,18	21,66	0,019	3,29	15	Cv
		inf	17,33	16,25	103364,76		0,019	3,30	15	
	En travée		2,45	7,64	25381,19		0,085	6,52	15	
RDC et 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	Sur appuis	sup	20,86	17,24	114867,76	35,61	0,031	5,35	15	Cv
		inf	17,98	16,45	105601,84		0,034	5,55	15	
	En travée		4,11	9,51	38412,33		0,094	8,81	15	
3 ^{ème} .4.5. 6.7 étage	Sur appuis	sup	12,4	14,51	84240,14	50,24	0,060	8,66	15	Cv
		inf	16,5	15,99	100421,86		0,050	8,00	15	
	En travée		5,93	11,02	50691,07		0,099	10,92	15	

➤ Vérification de la contrainte de compression du béton

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

➤ Poutres principales

$$\begin{cases} a = b-c-2 = 34 \text{ cm} \\ \gamma_b = 1.5 \\ V_{u\max} < 0.267 f_{c28} * b_0 * a = 680.85 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Poutres secondaire

$$\begin{cases} a = b-c-2 = 29 \text{ cm} \\ \gamma_b = 1.5 \\ V_{u\max} < 0.267 f_{c28} * b_0 * a = 580.73 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .V. 25: les résultats de vérification des contraintes de compression de béton

poutre	Section (cm ²)	V _U (KN)	a (cm)	0.267a.b.f _{c28} (KN)	Obser
p.p	30x40	315.36	34	680.85	Cv
p.s	30x35	288.23	29	580.73	Cv

4) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis.

M_t: moment maximum en travée.

M₀: moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

❖ **Poutre principale (30,40)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{40}{500} = 0.08 \geq 0.062 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{84,90}{10 \cdot 106,25} \implies 0.080 \geq 0.041 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{29.45}{300 \cdot 360} = 0.00027 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

❖ **Poutre principale (30,35)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{35}{500} = 0.07 \geq 0.062 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{50,24}{10 \cdot 62.80} \implies 0.08 \geq 0.019 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{29.45}{300 \cdot 350} = 0.00028 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

VII.1.Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. 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 :

- 1) **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.
- 2) **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.

VII.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. ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$).

VII.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

VII.4.Calcul de surface revenant à la semelle

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%).$$

La surface de la semelle est donnée par

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur les tableaux suivants :

Tableau VI. 1: La surface revenant aux semelles

N_s (KN)	σ sol (KN/m ²)	Surfaces(m ²)
1365.91	200	6,82

$$S_s = 6,82 \times 36 = 245,86 \text{ m}^2 ; S_t = 450 \text{ m}^2.$$

Donc : $S_s/S_t = 245,86/450 = 54,63\% \geq 50\% \Rightarrow$ La surface des semelles calculée 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 nervuré**.

VII.4.1. Etude du radier nervuré

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

4) Pré dimensionnement du radier nervuré

4.1) L'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes

4.1.1) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5,00 \text{ m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 62,5 \text{ cm} \leq hr \leq 100 \text{ cm.} \quad (1)$$

4.1.2) Condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

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 ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

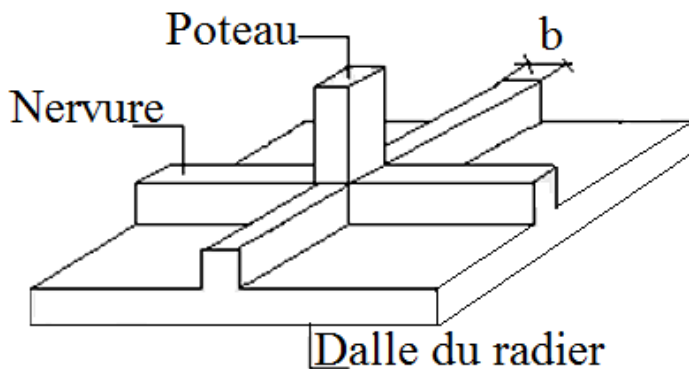
I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL \max^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 5^4}{32164,195 \times \pi^4}} = 0,85 \text{ m} \quad (2)$$

D'après (1), (2) on opte : **$h_r = 85 \text{ cm}$**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 85 \text{ cm}$.

Condition de coffrage



➤ **Pour la nervure**

$$H_{ner} \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50$$

$$b \geq \frac{h_r}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

➤ **Pour la dalle**

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25$$

Donc **$h_r = 85 \text{ cm}$**

La surface minimale du radier**Calcul du D (débordement)**

$$D \geq \text{Max} (hr/2 ; 30\text{cm}) = 42,5\text{cm.} \quad \text{Soit : } D = 50\text{cm.}$$

La surface totale de l'immeuble est de 450 m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. a cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S_r = S_{\text{bat}} + D \cdot (\text{Périmètre}) = 450 + 0,50 \times (86) = 493 \text{ m}^2$$

S_r : Surface de radier.

S_{bat} : Surface totale de bâtiment.

Alors la surface de radier est : **S_r = 493m²**

Il faut que la surface du radier doive vérifier la condition suivante :

- **A l'ELU** : $S_{\text{rad}} \geq \frac{Nu}{1,3 \cdot \sigma_{\text{adm}}} = \frac{61883,94}{13 \times 200} = 238,015 \text{ m}^2$
- **A l'ELS** : $S_{\text{rad}} \geq \frac{Ns}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{45237,47}{200} = 226,19 \text{ m}^2$

On remarque que la surface du radier ($S_{\text{rad}} = 493 \text{ m}^2$) est supérieure à la surface minimale donc la condition est vérifiée.

VII.4.2. Vérification du radier**Vérification de non poinçonnement****➤ Condition de non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour.

Sous poteaux

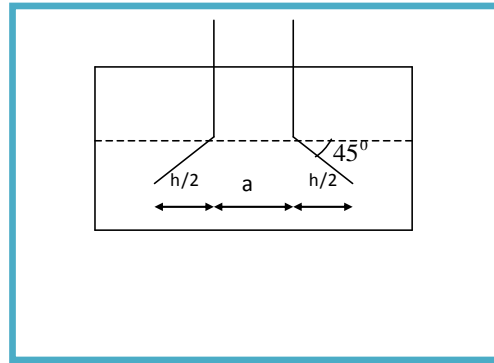


Figure VI. 1: Schéma de transmission des charges

$N_{u,pot} = 1877,52 \text{ kN}$ Effort Normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0,55 + h) = (2,2 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times (2,2 + 4h) \times h \times 25}{1,5}$$

On obtient : $3h^2 + 1,65h - 1,877 = 0$

D'où : $h \geq 54,66 \text{ cm} < h_{nervurée} \dots \dots \text{OK}$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

Sous voiles

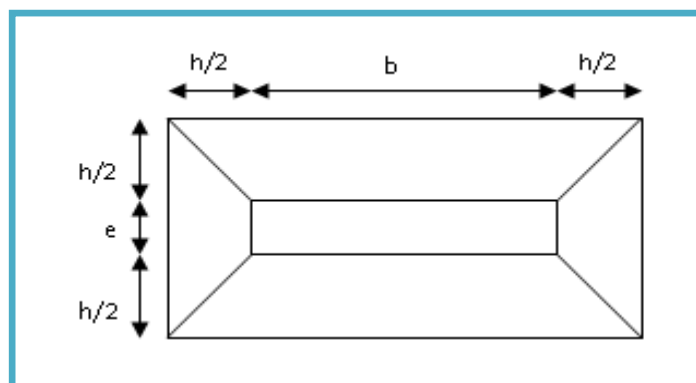


Figure VI. 2: Schéma de transmission des charges

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V_2) de longueur $L=4,7\text{m}$.

$N_{u,voil} = 2727,72\text{kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 4,7 + 2h) = (9,8 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times (9,80 + 4h) \times h \times 25}{1,5}$$

On obtient : $3h^2 + 7,35h - 2,727 = 0$; D'où : $h \geq 327 \text{ cm} < h_{nervuré} \dots \dots \text{OK}$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

VII.4.3. 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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,06 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9 h_r$; $b = 1 \text{ m}$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 5,00 m.

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{qL_{max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{cases}$$

1) Détermination des charges et des surcharges

➤ **Superstructure** : $G = 34141,65 \text{ KN}$; $Q = 5422,37 \text{ KN}$

➤ **Infrastructure** :

- Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 4,7m avec une hauteur de 4,0.8m.

$G_{vp} = e.h.l.25 = 958,8 \text{ KN}$

-Poids du radier

$G_{rad} = S_r \times h_{dalle} \times 25 + S_{ner} \times 25 \times \sum l_x + l_y = 4714,65 \text{ KN}$

Donc : $G_{totale} = 39815,1 \text{ KN}$; $Q_{totale} = 5422,37 \text{ KN}$

2) Détermination des efforts

Sollicitations

-ELU: $NU = 1,35N_G + 1,5N_Q$ $N_U = 61883,94 \text{ KN}$

-ELS: $NS = N_G + N_Q$ $N_S = 45237,47 \text{ KN}$

Donc : $V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S_{rad} \times 0,06 f_{cj}}$

$h_r \geq \frac{61883,94 \times 5,00 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 493 \times 0,06 \times 25 \times 10^3} = 0,34 \text{ m} < 0,85 \text{ m}$

L'épaisseur de radier $h_r = 0,85 \text{ m}$ est vérifié vis-à-vis au cisaillement

➤ Détermination du centre de gravité du radier

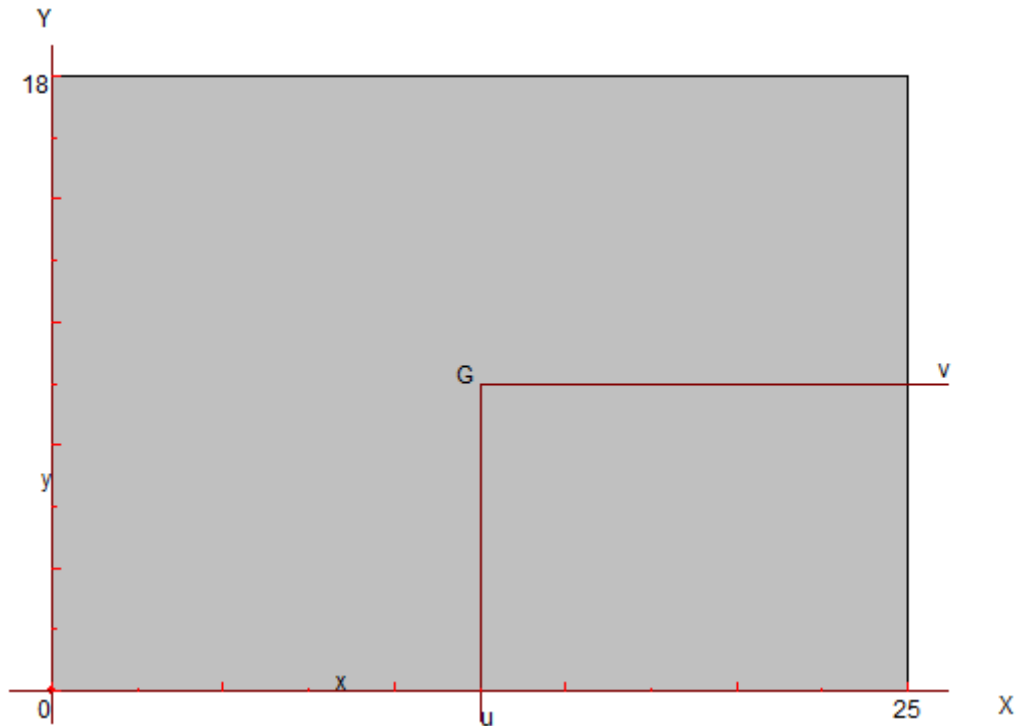


Figure VI. 3: Surface du radier

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} X_G = 12,5 \text{ m.} \\ Y_G = 9 \text{ m.} \end{cases}$$

$S_r = 493 \text{ m}^2$

L'excentricité :

$$e_x = |X_S - X_R| = 0,168\text{m}$$

$$e_y = |Y_S - Y_R| = 0,083\text{m}$$

➤ **Calcul de l'inertie du radier**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

D_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_x = 12150\text{m}^4 \\ I_y = 23437,5\text{m}^4 \end{cases}$$

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes**

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

• **Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E)**

N : effort normal dû aux charges verticales.

$$N = 26214,79 \text{ KN}$$

M : effort de renversement dû au séisme

$$M_x = 8181,048 \text{ KNm}$$

$$M_y = 38423,797 \text{ KNm}$$

$$S_{\text{raider}} = 493\text{m}^2$$

1) Sens longitudinal

$$\begin{cases} \sigma_1 = 61,590 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 44,75 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\sigma_m = 57,38 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

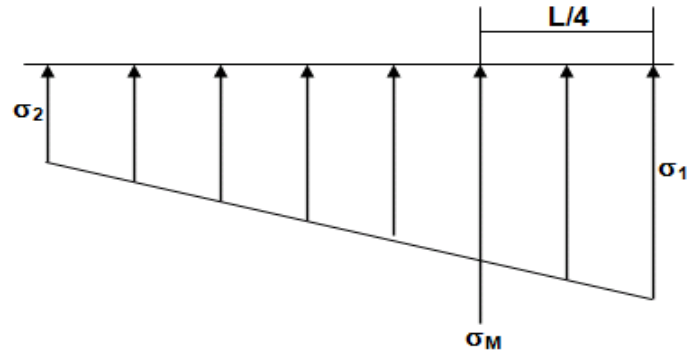


Figure VI. 4: schéma des contraintes

2) Sens transversale

$$\begin{cases} \sigma_1 = 56,32 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 50,03 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 54,75 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

Donc : la condition est vérifiée.

• Vérification de la stabilité au renversement selon RPA

D'après le RPA 99 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

e : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

1) Sens longitudinal : $e_x = 0,31 \text{ m} < \frac{a}{4} = 6,25 \text{ m}$ **Vérifiée**

2) Sens transversal : $e_y = 1,46 \text{ m} < \frac{b}{4} = 4,5 \text{ m}$ **Vérifiée.**

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

- **Vérification de contrainte de tassement (G+Q+ E)**

Tableau VI. 2: Vérification de tassement

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	37805.7	37805.7
S(m²)	493	493
M (KN.m)	11176.972	53356.63
V (m)	12.5	9
I (m⁴)	12150	23437,5
σ_1(KN/m²)	88,18	97.173
σ_2(KN/m²)	65,18	56.196
σ_{moy}(KN/m²)	82.24	86.928
σ_{adm}(KN/m²)	300	300
Vérification	Vérifié	Vérifié

a) 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, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal.

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. 3: Vérification des contraintes normales

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	61883,94	61883,94	45237,47	45237,47
M (KN.m)	10396,5	866,375	7599,89	633,32
V (m)	12,5	9	12,5	9
I (m⁴)	12150	23437,5	12150	23437,5
S(m²)	493	493	493	493
σ_1(KN/m²)	136,22	125,85	99,57	92,01
σ_2(KN/m²)	114,83	125,2	83,94	91,5
σ_{moy}(KN/m²)	130,87	125,68	95,66	91,88
σ_{adm}(KN/m²)	266	266	200	200
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

b) Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Avec

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante

$$M_r = M_0 + V \times h$$

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

V : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier =0,85 m

$$M_{Sta,x} = 0,8 \times W \times b_x$$

$$M_{Sta,y} = 0,8 \times W \times b_y$$

Tableau VI. 4: moment de renversement

	W _t (KN)	b(m)	M _s (KN.m)	M _r (KN)	M _s /M _r
Sens longitudinal	42652,43	12.5	426524,3	68409,6347	6,2348
Sens transversal	42652,43	9	307097,496	85587,73	3,588

le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1,5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

c) Vérification de la poussée hydrostatique

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique. On doit vérifier que : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$ (radier).

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN} / \text{m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure (h = 4,08 m).

$$w = 42652,43 + 4714,64 + 1343,68 = 48710,75\text{kn}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S_{rad} = 1,5 \times 10 \times 4,08 \times 493 = 30171,6\text{KN} \leq 48710,75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

d) Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

➤ **Les sollicitations à L'ELU : $\nu=0$**

$$Q_u = N_U / S_{rad} = 61883,94 / 493 = 125,52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 125,52 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Les sollicitations à L'ELS : $\nu = 0,2$**

$$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 45237,47 / 493 = 91,75 \text{ KN/m}^2$$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens

$$M_x = q L_x^2 / 8, M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_X q L_x^2, M_y = \mu_Y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- **Pour les panneaux de rive**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,30 M_0$

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- **Pour les panneaux intermédiaires**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement.

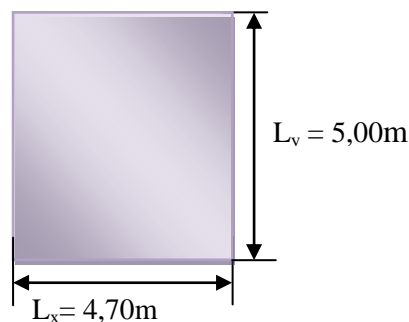


Figure VI. 5: Le panneau le plus sollicité

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Calcul des moments

ELU : $v = 0$; $Q_u = 125.52 \text{ KN/m}^2$:

Tableau VI. 5: Les moments à L'ELU

Panneaux	L_x (M)	L_y (M)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.M)	M_{oy} (KN.M)
P	4,70	5,00	0,94	0,0410	0,8875	113,68	100,89

ELS : $v = 0,2$; $Q_{ser} = 91,75 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI. 6: Les moments à L'ELS

Panneaux	L_x (M)	L_y (M)	ρ	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.M)	M_{oy} (KN.M)
P	4,70	5,00	0,94	0,0483	0,9276	97.89	90.74

➤ **Pourcentage minimal**

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 3,8\text{cm}^2$

➤ **Espacement maximal**

$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}.$

$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm}.....\text{BAEL 91}.$

Calcul des armatures à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$, $f_{bu}=14,17\text{MPa}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7: Les armatures à L'ELU

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	85,26	56,84	75,66	50,43
μ_{bu}	0,06	0,04	0,054	0,036
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	oui	oui	oui	oui
A_s (cm ² /ml)	8,06	5,31	7,13	1,48
A_{smin} (cm ² /ml)	3,8	3,8	3,8	3,8
Choix des Ø	5HA20	5HA16	5HA20	5HA16
A_s adopté	15,70	10,05	15,70	10,05
Espacement	20	20	20	20

✓ Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1.K \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta.K(d - y_1) \leq \overline{\sigma}_s = 202MPa$

Tableau VI. 8: Vérification des panneaux de radier

	Sens	M_{ser} (kN. m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st}	Observation
Appuis	XX	48,945	8.35	100196.40	4.08	169.60	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
	YY	45,37	8.35	100196.40	3.78	157.21	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
Travée	XX	73,42	10.05	142189.97	5.19	166.13	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
	YY	68,06	10.05	142189.97	4.81	154.00	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

➤ **Etude de débord du radier**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 0,50$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre carré (1m^2).

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

$$h = 35 \text{ cm} ; b = 1\text{m}$$

$$d = 0,9 h = 0,315 \text{ m}$$

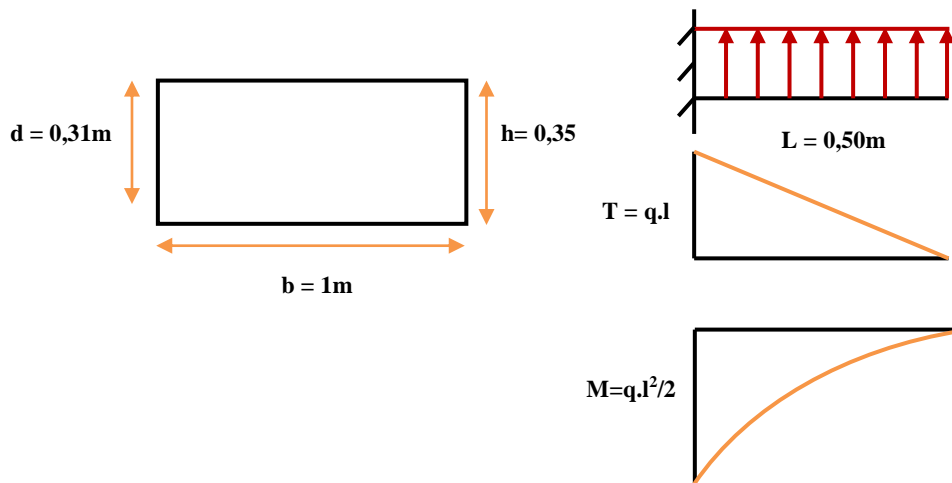


Figure VI. 6: Schéma statique du débord

L'ELU

$$M_{\max} = q_u L^2 / 2 = 125,52 \times (0,50)^2 / 2 = 15,7 \text{ KN.m.}$$

$$A_s = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{s \min} = 3,8 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s = 3,8 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on choisit 5HA14 = $7,70 \text{ m}^2 / \text{ml}$ avec un espacement 20 cm

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,1 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

b = 1 m.

d = 0,9 h = 0,315 m.

$V_u = q_u \times l = 62.76 \text{KN}$.

$\tau_u = 0.199 \text{MPa}$.

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow 0,199 < 2,50 \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

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

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	M _{ser} [KN.m]	Aadop (cm ²)	σ _{bc} [MPa]	σ _s [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	σ̄ _s [MPa]	Vérification
Débord	11,46	7,70	1.06	51.34	15,00	202	CV

➤ **Ferraillage de la nervure**

Ce sont des poutres disposées le long de radier. Elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

$$\begin{cases} h_t = 85 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file 4 dans le sens XX et la file B dans le sens YY.

❖ **Transmission des charges des dalles aux poutres**

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand coté.

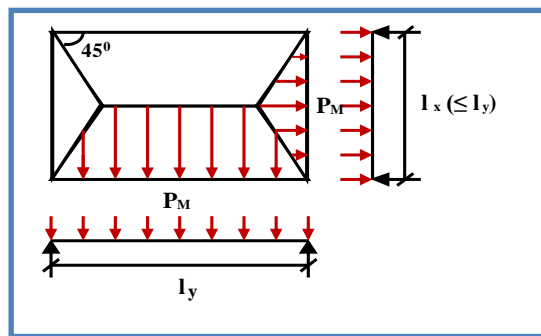


Figure VI. 7: Transmission des charges

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

PM : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de **PM** sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Élément	Trapèze	Triangle
PM	$P = \frac{L_x Q}{2} \left(1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$	$P = \frac{L_x Q}{4}$

Remarque : pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

✓ **ELU**

Sens X-X

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 4

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A--B	0,670	0,59	125,52	92,571	92,571	185,142
B--C	0,936	0,94	125,52	146,885	147,486	294,371
C--D	0,715	0,63	125,52	98,847	98,847	197,694
D--E	0,704	0,62	125,52	97,278	97,278	194,556
E--F	0,715	0,63	125,52	98,847	98,847	197,694
F--G	0,936	0,94	125,52	146,885	147,486	294,371
G--H	0,670	0,590	125,52	92,571	92,571	185,142

Sens Y-Y

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file B

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0,936	0,715	125,52	138,072	126,928	265,000
2-3	0,94	0,63	125,52	156,335	135,420	135,576
3-4	0,829	0,807	125,52	122,382	117,856	240,238
4-5	0,936	0,715	125,52	138,072	126,928	265,000

Les moments sur appuis et travée au long d la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

✓ ELS

Sens X-X

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 4

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A--B	0,670	0,59	91,75	67,665	67,665	135,330
B--C	0,936	0,94	91,75	107.367	107.806	215
C--D	0,715	0,63	91,75	72.253	72.253	145
D--E	0,704	0,62	91,75	71.106	71.106	142
E--F	0,715	0,63	91,75	72.253	72.253	145
F--G	0,936	0,94	91,75	107.367	107.806	215
G--H	0,670	0,590	91,75	67,665	67,665	135,330

Sens Y-Y

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file B

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1-2	0,936	0,715	91,75	100.925	92.780	193.705
2-3	0,94	0,63	91,75	114.275	98.987	213.262
3-4	0,829	0,807	91,75	89.456	86.148	175.604
4-5	0,936	0,715	91,75	100.925	92.780	193.705

❖ **Détermination des efforts**

Le calcul du ferrailage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées. Les efforts sont calculés par la méthode des trois moments.

Tableau VI. 10: calcul des efforts

Combinaison	Sens X-X			Sens Y-Y		
	V _{MAX} (KN)	M (KN.m)		V _{MAX} (KN)	M (KN.m)	
		Sur appui	En travée		Sur appui	En travée
E.L.U.	694	444.7	375	698	509.1	426.2
E.L.S.	507	324.7	273.8	569.5	491.5	317.2

❖ Dimensionnement des nervures

La section de la nervure est considérée comme une section en T avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{5}{10}; \frac{4,7}{2}\right) \rightarrow b_1 = 0,50 \text{ m} \rightarrow b = 155 \text{ cm}$$

$$h = 85 \text{ cm} ; h_0 = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 76,5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 55 \text{ cm}$$

$$C = 5 \text{ cm}$$

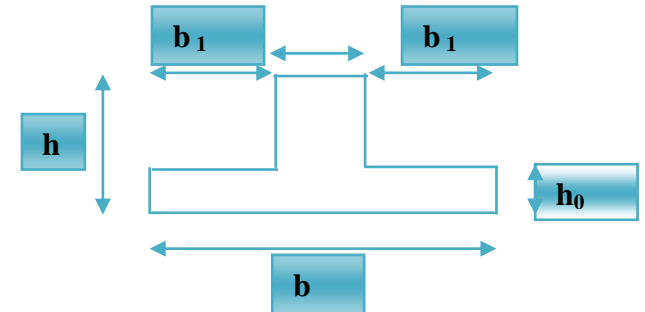


Figure VI. 8: Dimensions de la nervure

▪ Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 14,31 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul du ferrailage

- Armatures longitudinales

▪ A l'ELU

$M_u < M_{Tu} = 14118,35 \text{ KN.m}$ → Le calcul se fera pour une section rectangulaire.

Les résultats sont cités sur le tableau suivant

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	444.7	375	509.1	426.2
Section	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)
μ_{lu}	0,289	0,289	0,174	0,280
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$0,0345 \leq 0,289$	$0,0291 \leq 0,289$	$0,0395 \leq 0,174$	$0,0331 \leq 0,280$
Z (cm)	74,92	75,16	74,62	74,98
A_u (cm ²)	17,06	14,34	19,59	16,33
A_{min} (cm ²)	14,31	14,31	14,31	14,31
Choix des barres	5HA16 + 5HA20	5HA16 + 5HA20	5HA25 + 5HA20	5HA16 + 5HA20
As adopté (cm ²)	25,75	25,75	40,25	25,75
Espacement (cm)	10	10	10	10

❖ **Vérification**

➤ **A l'ELU**

Vérification de l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max.

$V_{u\max} = 698\text{KN}$.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$ avec : $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$ (Fissuration peu nuisible)

$\tau_u = 1,66\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Vérifiée.**

➤ **A l'ELS**

1) Contrainte de compressions dans le béton

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15,00\text{Mpa}$

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

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

$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$

Sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appuis	324.7	25,75	3,44	15,00	Vérifiée
Travée	273.8	25,75	2,90	15,00	Vérifiée

Sens Y-Y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appuis	491.5	40,25	4,38	15,00	Vérifiée
Travée	317.2	25,75	3,36	15,00	Vérifiée

Sens X-X

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Appuis	324.7	25,75	178,18	202	Vérifiée
Travée	273.8	25,75	150,25	202	Vérifiée

Sens Y-Y

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Appuis	491.5	40,25	175,55	202	Vérifiée
Travée	317.2	25,75	174,07	202	Vérifiée

- **Armatures transversales**

➤ **BAEL 91/99 : CBA 93**

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ * S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ * \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \end{array} \right.$$

➤ **RPA99 modifié en 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ * S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ * S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \quad \text{et} \quad \phi_l \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}}$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales

AN:

$f_c = 400 \text{ MPa}$; $\tau_u = 1,69 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$; $d = 76,5 \text{ cm}$.

Espacement des armatures transversales

Tableau VI. 11: Espacement transversales des nervures

Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91/99[cm]	S _t choisit [cm]
55 × 85	Courante	42,5	40,00	20,00
	Nodale	21,25		15,00
55 × 85	Courante	42,5	40,00	20,00
	Nodale	21,25		15,00

Choix des armatures transversales

Tableau VI. 12: Choix des armatures transversales des nervures

Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
55 × 85	courante	20,00	10,00	3,30	4,71	6T10
	nodale	15,00		2,47	4,71	6T10
55 × 85	courante	20,00	10,00	3,30	4,71	6T10
	nodale	15,00		2,47	4,71	6T10

Justification des armatures transversales

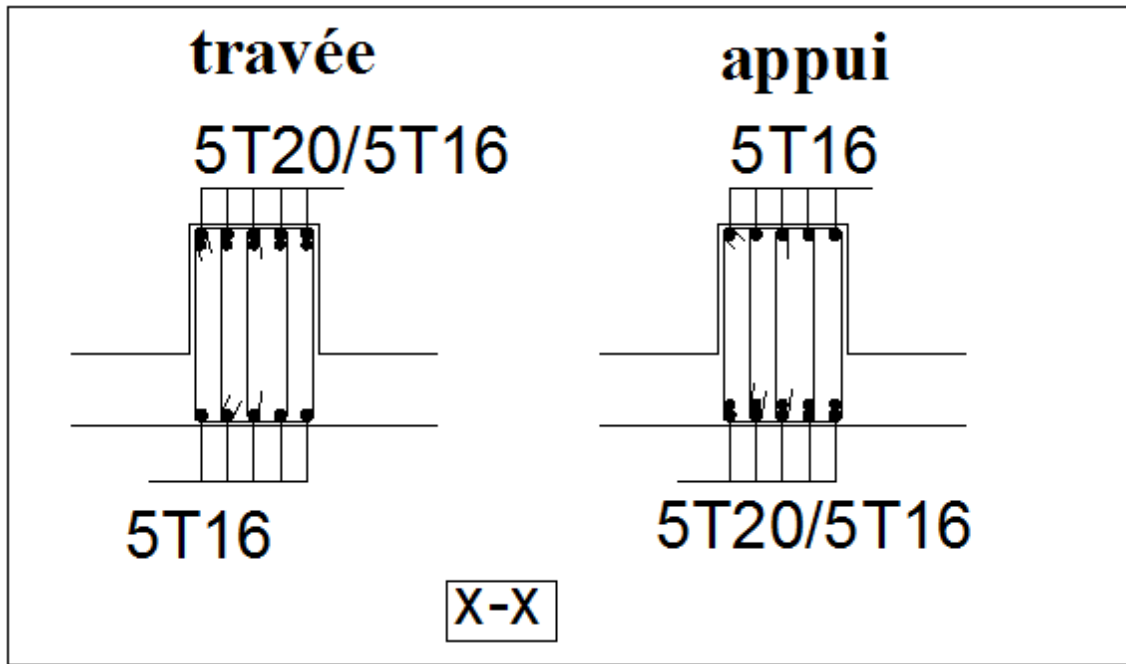
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} = 0,40 \text{ MPa}$$

Sens x-x

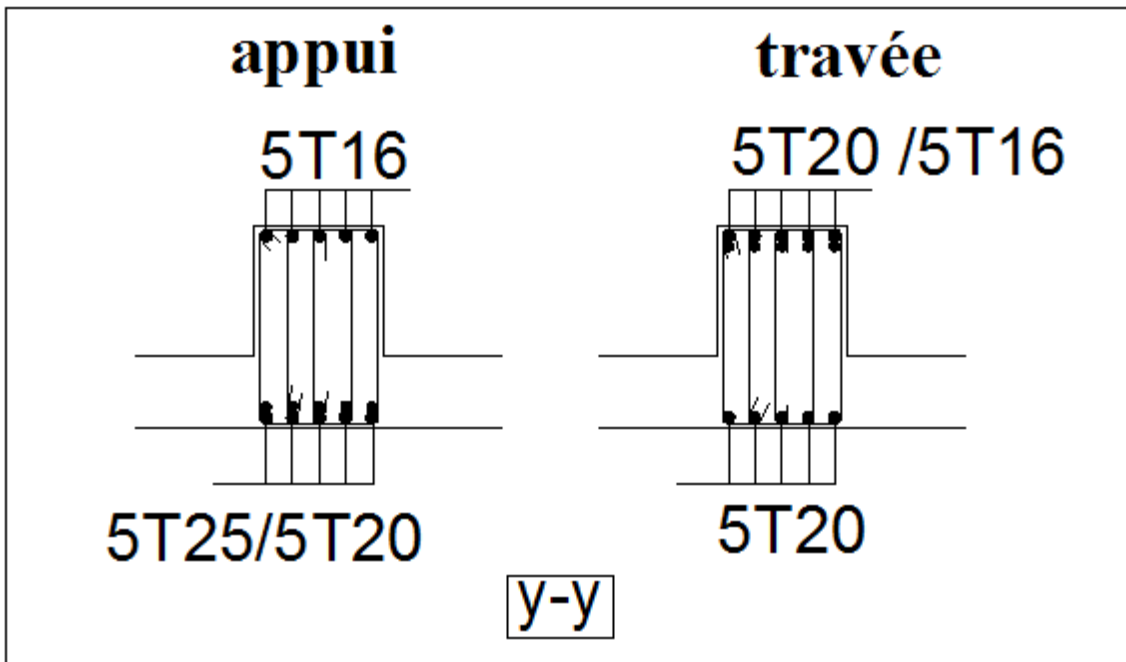
- Zone courante 1,2MPa > 0,40 MPa **Vérifié.**
- Zone nodale 1,19MPa > 0,40 MPa **Vérifié.**

Sens y-y

- Zone courante 1,2 MPa > 0,40 MPa **Vérifié.**
- Zone nodale 1,19 MPa > 0,40 MPa **Vérifié.**



Sens X-X



Sens Y-Y

Figure VI. 9 : Schémas de ferrailage des nervures

VI.2 Voile périphérique

VI.2.1 Introduction

Le voile de soutènement représente un mur continu à la périphérie du bâtiment entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Le voile assure:

- ✓ Augmentation de la rigidité de la structure
- ✓ Protection contre les eaux agressives
- ✓ Reprendre les poussées des terres

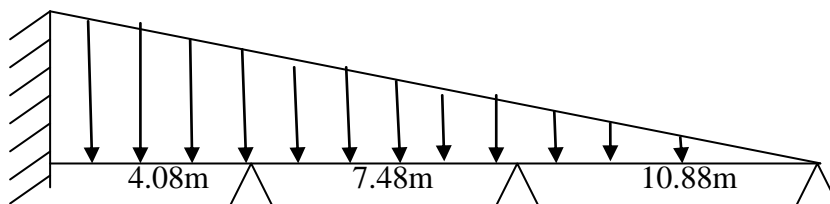
VI.2.2 Pré-dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après **Art.10.1.2**.

- ✓ L'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.
- ✓ Les armatures sont constitués de **2** nappes, le pourcentage minimal des armatures est de **0,1%** dans les deux sens (horizontal et vertical)

Notre voile périphérique a les dimensions suivantes

- ✓ Epaisseur de 25cm
- ✓ Hauteur $h = 4.08 + 3.4 + 3.4 = 10.88 \text{ m}$



VI.2.3 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1 m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

VI.2.4 Caractéristique du sol

- Le poids spécifique : $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
- La cohésion : $C = 0 \text{ KN/m}^2$
- Epaisseur de : 35 cm
- Hauteur $h = 4.08+3.4+3.4 = 10.88 \text{ m}$

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow ka = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,2116$$

$$\bar{\sigma} = k_a * \gamma * h$$

$$\bar{\sigma} = 0.2116 * 21.6 * h$$

$$\text{Pour } h = 0 \implies \bar{\sigma}_h = 0 \text{ KN/M}$$

$$\text{Pour } h = 10.88 \implies \bar{\sigma}_h = 49.72 \text{ KN/m}$$

VII.5 Calcul de la force de poussée

$$P_1 = \frac{49.72 * 10.88}{2} = 270.48 \text{ KN/m}$$

➤ Poussée due aux surcharges

Une contrainte éventuelle d'exploitation $\sigma_q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_q = K_a * q$$

$$\sigma_q = 0.2116 * 5 = 1.058 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = 1.058 * 10.88 = 11.51 \text{ KN/m}^2$$

➤ La charge pondérée

- **ELU**

$$q = 1.35 P_1 + 1.5 P_2$$

$$q = 1.35 * 270.48 + 1.5 * 11.51$$

$$q = 382.413 \text{ KN/m}$$

- **ELS**

$$q = 270.48 + 11.51 = 282 \text{ KN/m}$$

VII.2.6 Calcul ferrailage

- **Effort dans la dalle**

$$L_x = 4.08 \text{ m} ; L_y = 4.7 \text{ m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.86 \implies 0,4 \leq \alpha \leq 1 \text{ Le panneau porte sur les deux sens..}$$

- **ELU $v = 0$**

$$\mu_x = 0.0496$$

$$\mu_y = 0.7052$$

- **ELS $v = 0.2$**

$$\mu_x = 0.0566$$

$$\mu_y = 0.7933$$

- **Calcul Moment**

- **ELU**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0496 \times 382.413 \times 4.08^2 = 315.74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.7052 \times 315.74 = 222.66 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_x = 265.7$$

$$M_y = 210.77$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.75M_x$$

$$M_{ty} = 0.75M_y$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = 0.5M_x$$

$$M_{ay} = 0.5M_x$$

Tableau VI.13: valeurs des moments appliqué sur appuis et en travées à l'ELU

ELU	Sur X-X	Zone	Moment (KN.m)
		Appuis	157.87
	Travée	236.805	
	Sur Y-Y	Appuis	111.33
Travée	166.995		

Tableau VI. 14: valeurs des moments appliqués sur appuis et en travées à l'ELS

ELS	Sur X-X	Zone	Moment (KN.m)
		Appuis	132.85
	Travée	199.275	
	Sur Y-Y	Appuis	105.382
Travée	158.077		

❖ **Calcul du ferrailage**

Tableau VI. 25: Ferrailage de paroi moulée

	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_U(KN.m)	236.805	157.87	166.995	111.33
u_{bu}	0.330	0.220	0.232	0.155
As (cm²/ml)	37.70	23.22	24.77	15.67
As_{min} (cm²/ml)	2.7	2.7	2.7	2.7
Choix des barres/ml	10HA32	10HA25	10HA25	10HA20
As_{adop} (cm²/ml)	80.42	49.09	49.09	31.42
Espacement	10	10	10	10

VI.2.4.7 : Vérification

❖ **Vérification des armatures transversales a l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{Art. A 5.2.2 du C. B. A. 93}$$

$$\gamma_b = 1,15 ; \tau_u = V_u / b_0 \cdot d$$

$$V_x = q_u \frac{l_x}{2} \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = 382.413 \frac{4,08}{2} \frac{1}{1+\frac{0,86}{2}} = 545.540$$

$$V_y = q_u \frac{l_y}{3} = 382.413 \times \frac{4.08}{3} = 520.08$$

$$\tau = \frac{382.413 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.6 \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,15} = 1.52 \text{ MPa} \quad \text{C.N.V}$$

Calcul de d'armature transversale : le ferrailage se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement

$$A_t \geq 0.4 * 100 * 15 / 400 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Diamètres des armatures

$$\begin{aligned} \Phi_t &\leq \min (h/35 ; \Phi_{\min} ; b/10) \\ &= \min (35/35 ; 2.5 ; 100/10) = 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

Selon le RPA 99 ;

$$A_t = 0.003 St * b$$

➤ **L'espaceur maximal**

$$St < h / 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}$$

On adopte l'espaceur $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0.003 * 15 * 100 = 4.5 > 1 \text{ cm}$$

$$\mathbf{12HA 8 = A_t = 6.03}$$

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

❖ **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 VI. 36: tableau récapitulatif de vérification de paroi moulée à l'ELS

Zone	$M_{ser}(KN.m)$	A_s (cm^2)	I (cm^4)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Appuis sens XX	132.85	49.09	138637.29	12.27	95.82	11.76	15	C.V
Appuis sens YY	105.382	31.42	106441.27	10.59	99.00	10.49	15	C.V
Travée sens XX	199.275	80.42	178543.09	14.17	118.61	14.82	15	C.V
Travée sens YY	158.077	49.09	138637.29	12.27	114.02	13.99	15	C.V

Ce Projet de Fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidées à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur en bureau d'études. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

ANNEXE I

Plan d'architecture

ANNEXE II

Plan de ferrailage

BIBLIOGRAPHIE

❖ Documentation

- B.A.E.L91 Béton Armé à l'état limite.
- Pratique de B.AE.L91 cours avec exercices corrigés.
- Cours de l'université.
- Mémoires de fin d'études.
- Code de béton armé (CBA93).

❖ Règlements utilisés

- Document technique réglementaire (DTR Bc 22 : Charges et surcharges).
- Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2003).
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- Document technique réglementaire (DTR Bc2.331 : règles de calcul des fondations superficielles).

❖ Logiciels utilisés

- CSI ETABS V 9.7.4
- SOCOTEC
- AutoCAD 2011
- RDM 6