

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



جامعة البليدة -1-

UNIVERSITE DE BLIDA-1-

كلية التكنولوجيا - دائرة الهندسة المدنية

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER** en **Génie Civil**

Option : Materiaux

Présente par : **El Hadj Tahar Hichem et Boubaya Akli Seifeddine**

Sujet :

**ETUDE D'UN BATIMENT :
RDC + 9 ETAGES A USAGE MULTIPLE EN
BETON ARMEE CONTREVENTE PAR DES
PORTIQUES ET DES VOILES**

Encadre par :

Mr. Lyes Bal et Ismail Derbal

Promotion : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous
donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous
remercions notre promoteur BAL LYES et notre co-promoteur DERBAL
ISMAIL, qui nous a beaucoup aidé, ce projet de fin d'étude n'aurait pas été
possible sans eux.*

*Nous remercions le président de jury ainsi que notre examinateur d'avoir
acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques
nécessaires à la mise en forme de ce projet.*

*Enfin nous tenons à adresser un remerciement à nos très chères familles et aussi
nos enseignants du département de Génie Civil qui ont été toujours présents
pour nous encourager et nous soutenir.*

DÉDICACES

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*
- ❖ *A mon cher frère et ma chère sœur*
- ❖ *A toute ma grande famille*
- ❖ *A tous mes amis (es) et toute la promotion de master2 génie civil (matériaux).*
- ❖ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers*

BOUBAYA AKLI SEIFEDDINE

DÉDICACES

- ❖ *A mes très chers parents (mon père allah yerahmou) qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*
- ❖ *A mes chers frère et sœurs.*
- ❖ *A toute ma grande famille*
- ❖ *A tous mes amis (es) (Islem et Mahmoud) et toute la promotion de master2 génie civil (matériaux).*
- ❖ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers*

EL HADJ TAHAR HICHEM

RESUME

Ce projet présente une étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation, commerce et bureaux, comporte un rez-de-chaussée plus neuf étages, elle est implantée à la Wilaya de Bejaia. Cette région est classée en zone sismique (IIa) selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 version2003**). Ce travail qui nous a été confié et constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (**C.BA93, BAEL91** modifié en 99 et **RPA99 version2003**), l'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse **ETABS 2016**

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة لهيكل خرساني مقوى للاستخدامات السكنية والتجارية والمكاتب، ويتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى تسعة طوابق، ويقع في ولاية بجاية التي يتم تصنيفها على أنها منطقة زلزالية رقم 2. حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومه الزلازل. هذا العمل الذي كلفنا به يهدف الى تحليل وقياس البنائة مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومه الزلازل 1999 نسخته 2003 وقواعد حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993 وقوانين حساب الخرسانة المسلحة 1991 نسخة 1999، تم اجراء التحليل الزلزالي للهيكل باستخدام برنامج تحليل اتابس 2016

Abstract

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 9 stages which will be established in the wilaya of Bejaia, classified in zone IIa

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (ETABS16).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux	
I.1 Introduction	3
I.2 Présentation du bâtiment	3
I.3 Caractéristiques géométriques de la structure	3
I.3.1 Dimension en élévation	3
I.3.2 Dimension en plan	4
I.3.3 Conception de la structure	4
I.3.3.1 Ossature	4
I.3.3.2 Plancher	4
I.3.3.3 Les escaliers	5
I.3.3.4 La maçonnerie	5
I.3.3.5 Revêtement	6
I.3.3.6 Acrotères	6
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.4.1 Le béton	6
I.4.1.1 Résistance mécanique du béton	7
I.4.1.2 Déformations longitudinales du béton	8
I.4.1.3 Module de déformation transversale	8
I.4.1.4 Coefficient de poisson	8
I.4.1.5 Contraintes limites	8
I.4.2 L'acier	10
I.4.2.1 Les différents types d'aciers	10
I.4.2.2 Contrainte de calcul d'aciers	11
I.4.2.3 Module d'élasticité longitudinal	12
I.4.3 Les notions de calcul	13
I.4.4 Sollicitations de calcul vis à vis des états limites	13
I.4.4.1 Etat limite ultime	13
I.4.4.2 Etat limite de service	13
I.4.4.3 Cas sismique	13

I.5 CONCLUSION	13
----------------	----

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1 Introduction	15
II.2 Pré dimensionnement	15
II.2.1 Pré dimensionnement des poutres	15
II.2.1.1 Définition	15
II.2.1.2. Pré dimensionnement	15
II.2.2 Pré dimensionnement des planchers	16
II.2.2.1 Plancher corps creux	16
II.2.2.2 Balcon (Dalle plein)	17
II.2.3 Pré dimensionnement des poteaux	17
II.2.3.1 Calcul des charges permanentes et surcharges	18
II.2.3.1.1 Charges permanentes	18
II.2.3.1.2 Calcul des surcharges	20
II.2.3.1.3 Descente de charges	20
II.2.3.1.3 Dégression des surcharges d'exploitation	22
II.2.4 Pré dimensionnement des voiles	29
II.4 Conclusion	30

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 L'acrotère	32
III.1.1 Evaluation des charges	32
III.1.2 Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 »	35
III.1.3 Schéma de ferrailage	38
III.2 Étude des escaliers	39
III.2.1 Introduction	39
III.2.2 Pré-dimensionnement des escaliers	39
III.2.3 Ferrailage des escaliers	42
III.2.4 Vérification des contraintes su béton	45
III.3 Etude poutre palière	47
III.3.1 Dimensionnement	47
III.3.2 Ferrailage a l'ELU	48
III.3.3 Vérification à l'ELS	50

III.3.4 Schéma de ferrailage	50
III.4 Etude de la dalle du Balcon	51
III.4.1 Types des balcons	51
III.4.2 Charges et surcharges supportées par le balcon	51
III.4.3 Moments fléchissant et efforts tranchants	52
III.4.4 Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon	53
III.4.4.1 Calcul des armatures longitudinales	53
III.4.4.2 Vérification au cisaillement	54
III.4.4.3 Vérification de la flèche	55
III.4.5 Schéma de ferrailage du balcon	55

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction	57
IV.2 Objectif de l'étude dynamique	57
IV.3 Modélisation de la structure	57
IV.4 Méthodes de calcul	58
IV.4.1 Méthode statique équivalente	58
IV.4.1.1 Principe	58
IV.4.1.2 Domaine d'application	59
IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale	59
IV.4.2.1 Principe	59
IV.4.2.2 Domaine d'application	59
IV.4.3 Choix de la méthode	59
IV.5 Combinaison d'action	60
IV.6 Méthode statique équivalente	60
IV.6.1 Coefficient d'accélération de zone (A)	61
IV.6.2 Coefficient de comportement global de la structure (R)	61
IV.6.3 Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T)	61
IV.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	62
IV.6.5 Facteur de qualité (Q)	63
IV.6.6 Le poids total de la structure (Wt)	63
IV.6.7 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V)	64
IV.7 Analyse des modèles	64
IV.7.1 Vérification des déplacements inter étage	66

IV.7.2 Les différentes dispositions des voiles	67
IV.8 Méthode dynamique modale spectrale	69
IV.8.1 Spectre de réponse	69
IV.8.2 Résultante des forces sismiques de calcul	70
IV.8.3 Vérification des conditions du facteur de comportement (R)	71
IV.8.4 Justification de l'effort normal réduit	72
IV.8.5 Vérification des déplacements inter étage	72
IV.8.6 Vérification de l'effet P-Delta	73
IV.8.7 Vérification des efforts tranchant repris par les portiques	75
IV.9 Conclusion	77

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction	79
V.2 Etude des poteaux	79
V.2.1 Introduction	79
V.2.2 Combinaisons des charges	79
V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	80
V.2.4 Sollicitations à considérer	81
V.2.5 Calcul du ferrailage longitudinal	81
V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service	84
V.2.7 Calcul du ferrailage transversal	85
V.3 Etude des poutres	88
V.3.1 Introduction	88
V.3.2 Combinaisons des charges	88
V.3.3 Recommandations du RPA99, version 2003	88
V.3.4 Sollicitations dans les poutres	88
V.3.5 Calcul des poutres	90
V.3.5.1 Calcul des armatures longitudinales	90
V.3.5.2 Vérification au cisaillement	
V.3.5.3 Détermination du diamètre des armatures transversales	92
V.3.5.4 Calcul d'espacement des cadres	92
V.3.5.5 Arrêt des barres	94
V.4 Étude des voiles	96
V.4.1 Introduction	96

V.4.2 Armatures verticales	97
V.4.3 Armatures horizontales	98
V.4.4 Armatures transversales	98
V.4.5 Diamètre max des armatures	98
V.4.6 Espacement	98
V.4.7 Vérification de la contrainte de cisaillement	99
V.4.8 Calcule de ferrailage	99
V.4.8.1 Déterminations des sollicitations	99
V.4.8.2 Armatures horizontales	100
V.4.8.3 Armatures verticales	101
 Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1 Introduction	107
VI.2 Hypothèses de calcul	107
VI.3 Choix du type de fondation	107
VI.4 Etude du radier général	108
VI.4.1 Pré-dimensionnement du radier	109
VI.4.2 Caractéristiques géométriques du radier	110
VI.4.3 Vérifications Nécessaires	111
VI.4.3.1 Vérification de la Stabilité du Radier	111
VI.4.3.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier	112
VI.4.3.3. Ferrailage du radier	114
VI.5 Conclusion	121

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1 : La vue en élévation	4
Figure I.2 : Plancher à corps creux	5
Figure I.3 : Plancher à dalle pleine	5
Figure I.4 : Brique utilisé	6
Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformation de béton à ELS	9
Figure I.6 : Diagramme contrainte – déformation de béton à ELS	10
Figure I.7 : Diagramme contraintes déformations de l'acier	12
Figure II.1 : Poutres principales	16
Figure II.2 : Poutres secondaires	16
Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur	19
Figure II.4 : Coupe transversale des murs intérieurs	20
Figure II.5 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité	21
Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère	32
Figure III.2 : Sollicitation de l'acrotère	33
Figure III.3 : Vitrification de la section SPC	36
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	38
Figure III.5 : Vue d'escalier en trois dimensions	39
Figure III.6 : Vue en plan d'escalier	40
Figure III.7 : Moment fléchissant a l'ELU	42
Figure III.8 : Moment fléchissant a l'ELS	43
Figure III.9 : ferrailage de l'escalier	47
Figure III.10 : ferrailage de poutre palière	50
Figure III.11 : Schéma statique du balcon	51
Figure III.12 : Types des balcons	51
Figure III.13 : Les effort sur le balcon	52
Figure III.14: Ferrailage du balcon	55
Figure IV.1 : Modélisation du structure	58
Figure IV.2 : Poids de la structure	64
Figure IV.3: Sans voiles	67

Figure IV.4: Disposition Final	67
Figure IV.5 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »	70
Figure V.1 : Schéma des ferraillements des poteaux	87
Figure V.2 : Arrêt des barres	95
Figure V.3 : Les schémas de ferraillement des poutres	95
Figure V.4 : Disposition des voiles	96
Figure V.5 : Les contraintes sur le voile	102
Figure V.6 : Les schémas de ferraillement de voile (V1 et V2)	104
Figure V.7 : Les schémas de ferraillement de voile (V3)	105
Figure V.8 : Les schémas de ferraillement horizontal des voiles (V1/V2/V3)	105
Figure VI.1 : Schéma d'un radier général	108
Figure VI.2 : Contraintes sous le radier	113
Figure VI.3 : Panneau de la dalle du radier	114
Figure VI.4 : La coupe de nervure dans le sens x-x	120
Figure VI.5 : La coupe de nervure dans le sens y-y	120
Figure VI.6 : La coupe de la dalle	121

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.1 : Facteur de durée d'application des charges	9
Tableau I.2 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers	11
Tableau II.1 : Charges permanents de la terrasse	18
Tableau II.2 : Charges permanents du plancher a corps creux	18
Tableau II.3 : Charges permanents des balcons	19
Tableau II.4 : Charges permanents des murs extérieurs	19
Tableau II.5 : Charges permanents des murs intérieurs	20
Tableau II.6 : Les surcharges d'exploitation cumulées	22
Tableau II.7 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux	23
Tableau II.8 : Les surcharges d'exploitation cumulées	24
Tableau II.9 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux	25
Tableau II.10 : Les surcharges d'exploitation cumulées	26
Tableau II.11 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux	27
Tableau II.12 : vérification du coffrage	28
Tableau II.13 : Epaisseur de voile	30
Tableau III.1 : Evaluation des charges sur les escaliers	41
Tableau III.2 : Calcul des sollicitations	42
Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier	43
Tableau III.4 : Vérification à l'ELS	45
Tableau III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier	46
Tableau III.6 : Résultats de ferrailage de la poutre palière	48
Tableau III.7 : Vérification des contraintes à L'ELS	50
Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS	52
Tableau III.9 : Récapitulation des moments et des efforts tranchants de la dalle pleine du balcon	53
Tableau III.10 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine du balcon	54
Tableau IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité	63
Tableau IV.2 : Tableau de vérification des masses modales	65
Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)	66
Tableau IV.4: Périodes de chaque disposition	68

Tableau IV.5 : Tableau de vérification des masses modales	68
Tableau IV.6 : Les réactions à la base obtenue par ETABS	70
Tableau IV.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques	71
Tableau IV.8 : Vérification des sollicitations dues aux charges verticales	71
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit	72
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)	73
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x	74
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y	75
Tableau IV.13 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x	76
Tableau IV.14 : pourcentages des efforts tranchants dans le sens y	76
Tableau V.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	80
Tableau V.2 : Sollicitations des poteaux	81
Tableau V.3 : Sollicitations du poteau (40x40)	82
Tableau V.4 : Ferrailage du poteau (40x40)	83
Tableau V.5 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (ELU)	83
Tableau V.6 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (ELA)	83
Tableau V.7 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (ELA)	84
Tableau V.8 : Choix du ferrailage longitudinal des poteaux	84
Tableau V.9 : Vérification des contraintes	85
Tableau V.10 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier	85
Tableau V.11 : Calcule de ferrailage transversal	87
Tableau V.12 : Sollicitations dans les poutres principales	89
Tableau V.13 : Sollicitations dans les poutres secondaires	89
Tableau V.14 : Vérification au cisaillement	92
Tableau V.15 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier	93
Tableau V.16 : Choix du ferrailage longitudinal et transversal des poutres	93
Tableau V.17 : Vérification des contraintes	94
Tableau V.18 : Les groupes de voiles et leurs dimensions	97
Tableau V.19 : Vérification des voiles au cisaillement	99
Tableau V.20 : Sollicitations dans les voiles	100
Tableau V.21 : Résultat de ferrailage horizontale	101
Tableau V.22 : Résultat de ferrailage verticale	103

Tableau VI.1 : Justification du choix des fondations	107
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU	113
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS	113
Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier	116
Tableau VI.5 : Ferrailage des nervures (sens x-x)	117
Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens y-y)	118
Tableau VI.7 : Vérification de la condition non fragilité	118
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS	118
Tableau VI.9 : Choix des armatures transversale	119

Introduction Générale :

Ce modeste travail consiste une étude détaillée d'une structure en béton armée a usage multiple, composée d'un RDC et 9 étages contreventé par voiles et portiques. Il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de calculs informatiques. Le but de cette étude est donc de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les éléments de la structure.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité de la structure en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91 modifié 99** et **RPA99 version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique avec une analyse et le dimensionnement du bâtiment. On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments du bâtiment.

Ensuite, on fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et la descente des charges.

Puis, on enchaîne avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel **ETABS 2016**.

Après, on fera l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.

Enfin, on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I:

PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIEAUX

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres ...) aux différentes sollicitations (compression, traction, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et leurs dimensions et leurs caractéristiques. Ce chapitre est consacré à la présentation de la structure ainsi qu'aux matériaux qui le constitue.

I.2 Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment (R+9) en béton armé composé de :

- Un rez-de-chaussée à usage commerciale, 1^{er} étage à usage des bureaux avec 10 bureaux, 8 étages à usage d'habitation avec deux logements par niveau et une terrasse inaccessible.

La configuration du bâtiment ne présente pas une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des **RPA99 version 2003** :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage de moyenne importance (**Groupe 2**) (Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).
- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Bejaia considérée comme une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).
- Le site est considéré comme meuble (**S3**).
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

I.3.1 Dimension en élévation :

Les dimensions en élévation du bâtiment étudié sont les suivants :

-La hauteur totale du bâtiment.....**31,57 m.**

-La hauteur du RDC**4,03 m.**

-La hauteur des étages courant**3,06 m.**

I.3.2 Dimension en plan :

Le projet est une habitation en (R+9) de forme irrégulière. La structure présente une forme en rectangulaire (voir Annexes), les dimensions sont mentionnées les suivantes :

-La longueur totale du bâtiment.....**28,05 m.**

-La largeur totale du bâtiment.....**11,20 m.**



Figure I.1 : Plan en élévation (Annexes 01)

I.3.3 Conception de la structure :

I.3.3.1 Ossature :

Se compose de :

- Des portiques auto stable (poteau, poutre).
- Des voiles.

I.3.3.2 Plancher :

C'est une surface généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine.

a) Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées, de 60 ou 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 à 5 cm (figure I.1).

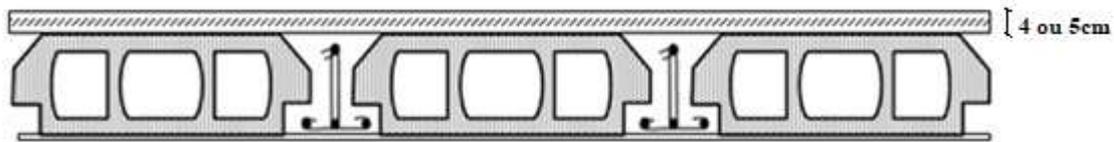


Figure I.2 : Plancher à corps creux

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b) Plancher en dalle pleine :

Ils sont utilisés généralement dans les cas où on a des formes irrégulières et aussi pour minimiser le cout et le temps nécessaire pour la réalisation. Pour certaines zones, On a opté pour des dalles pleines comme les Balcon et la dalle d'ascenseur, voir la figure I.3

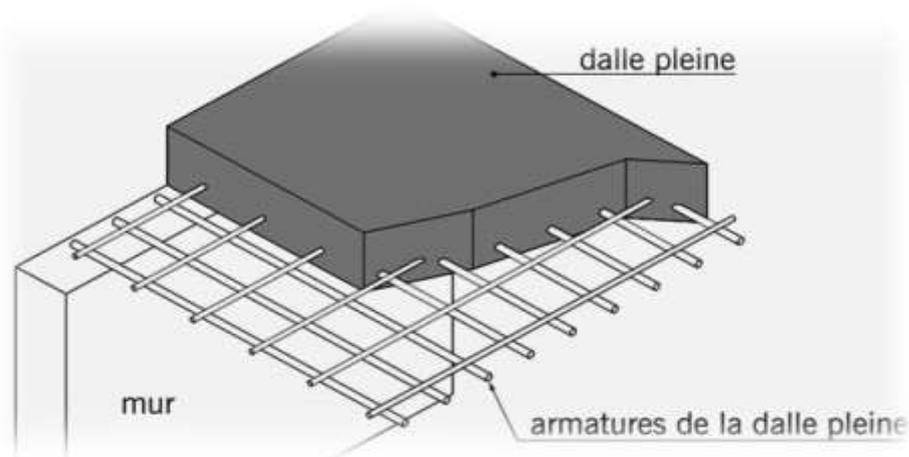


Figure I.3 : Plancher à dalle pleine

I.3.3.3 Les escaliers :

Ils sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

I.3.3.4 La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ;10 cm) séparées par un vide de 5 cm. Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur (Figure I.4).

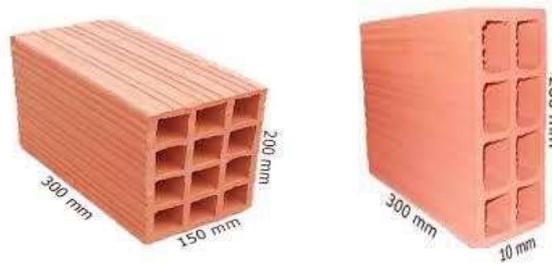


Figure I.4 : Brique utilisé

I.3.3.5 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades.

I.3.3.6 Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier, le béton reste dans notre pays un matériau économique comparativement à la charpente métallique.

I.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, à ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.4.1.1 Résistance mécanique du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm et de 32 cm de hauteur, Elle est notée f_{c28} .

Pour ce cas on prendra $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

La contrainte du béton à j jours est donnée par les relations suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (j} \leq 28 \text{ jours) BAEL91}$$

(Article A.2.1.11)

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa (j} \leq 28 \text{ jours) BAEL91}$$

(Article A.2.1.11)

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA (j} > 28 \text{ jours)}$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa. **BAEL99** (Article A.2.1.12).

$$\text{Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad f_{t28} = 2,4 \text{ MPa.}$$

c) Contrainte admissible de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

b_0 : largeur de la section.

d : hauteur utile.

En tenant en compte des relations suivantes :

$$\tau_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.4.1.2 Déformations longitudinales du béton :

a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) BAEL91 (Article A.2.1.21)}$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; donc $E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$.

b) Module de déformation différée :

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

$$E_{ij} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) BAEL91 (Article A.2.1.22).}$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ donc $E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$.

I.4.1.3 Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales. Il est égal à :

$\nu = 0.0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

I.4.1.4 Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

En compression, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calculs dit parabole rectangle (Figure I.5).

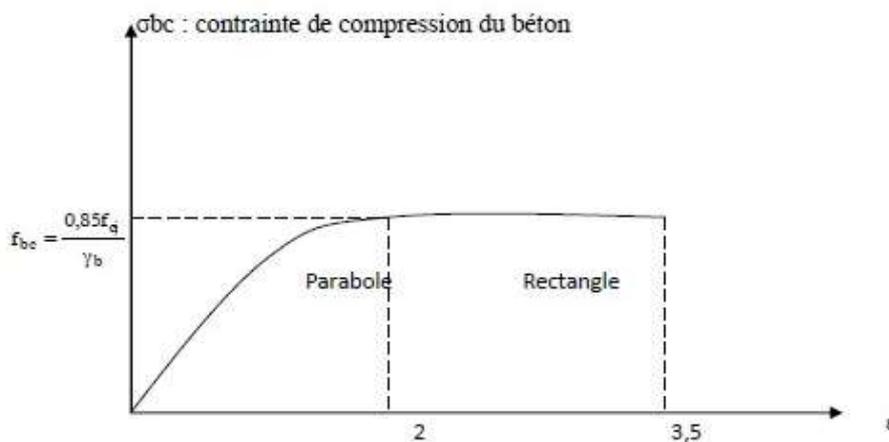


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformation de béton à ELU

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas générale.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas accidentelles.} \end{array} \right.$$

θ : Facteur variable en fonction durée d'application des charges donnée par le (Tableau I.1) :

Tableau I.1 : Facteur de durée d'application des charges

θ	Durée d'application
1	> 24h
0,9	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	< 1h

Le diagramme parabole rectangle (Figure I.5) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif au fibre la plus comprimée est limité à :

- 2 ‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

- 3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$0 < \varepsilon_{bc} < 2\text{‰} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \times \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰} \quad \rightarrow \quad \zeta_{bc} = f_{bc} \quad \text{tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta$$

b) Etat limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, Il est défini par son module d'élasticité (Figure I.6).

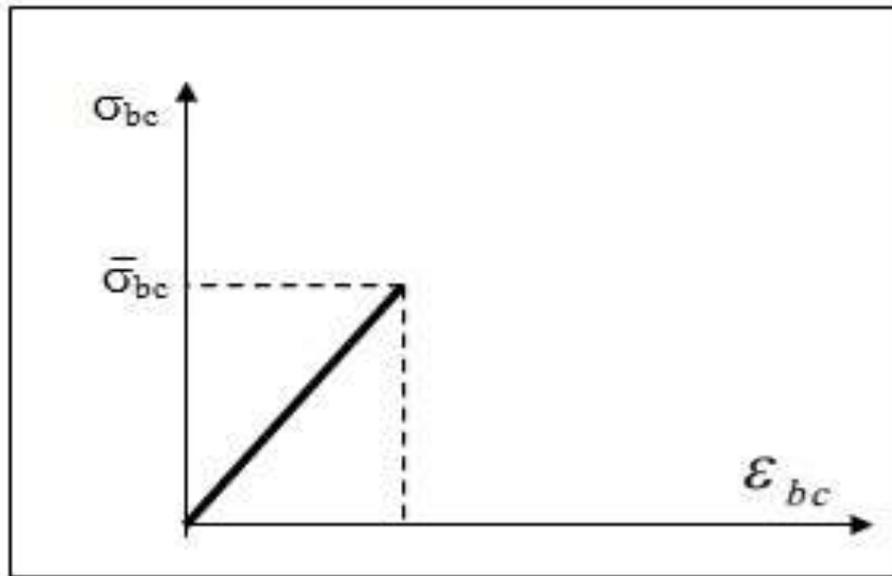


Figure I.6 : Diagramme contrainte – déformation de béton à ELS

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on a : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$.

I.4.2 L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, il est nécessaire pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration.

I.4.2.1 Les différents types d'aciers :

a) Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500 de type 1.

b) Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances.

Tableau I.2 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)
Haute Adhérence	FeE400	400
	FeE 500	500
Treillis soudés 150 x 150 mm avec $\Phi = 3,5$	FeE 520	520

I.4.2.2 Contrainte de calcul d'aciers :

a) Etat limite ultime (ELU) :

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

($\gamma_s = 1,15$ Cas général) ; ($\gamma_s = 1,00$ Cas des combinaisons accidentelles).

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivantes :

Fe = 500 MPa → Pour les armatures longitudinales.

Fe = 500 MPa → Pour les armatures transversales.

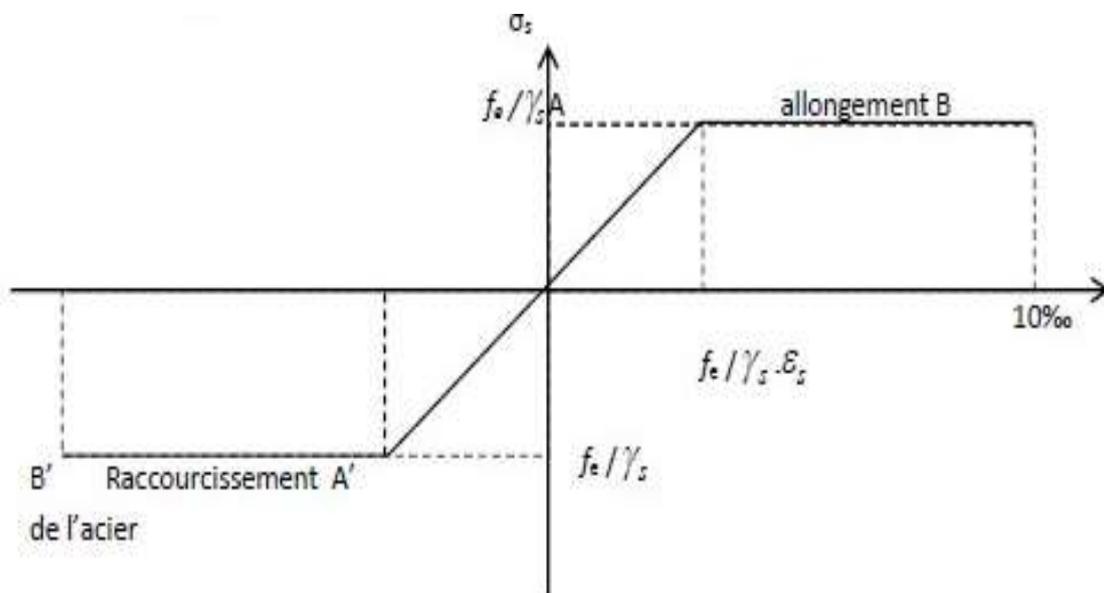


Figure I.7 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

b) Etat limite de service (ELS) :

Les contraintes admissibles de l'acier à l'ELS, σ_{st} , sont déterminées par:

-Fissuration non (peu) préjudiciable → σ_{st} pas de limite

-Fissuration préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} = \xi = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max\left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}}\right)\right\}$

-Fissuration très préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} = 0,8\xi$

Avec : η : Coefficient de fissuration : $n = 1,6$ pour H.A ; $n = 1$ pour R.L

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

I.4.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\,000$ MPa.

I.4.3 Les notions de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 30$ MPa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,4$ MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 11496,76$ MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 34179,56$ MPa.
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : feE500 H.A.
 - Transversales : on a choisi le : feE500 H.A.

I.4.4 Sollicitations de calcul vis à vis des états limites :

I.4.4.1 Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35 G + 1.5Q$$

Où : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

I.4.4.2 Etat limite de service :

La combinaison d'action est la suivante : $G + Q$

I.4.4.3 Cas sismique :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec : E : effort de séisme.

I.5 Conclusion :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, Nous avons consacré ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier, ce qui facilitera nos calculs dans les suivants chapitres.

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

ET DESCENTE

DE CHARGES

II.1 Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de tous les éléments structuraux est conforme aux règles **B.A.E.L 91 modifié 99, CBA93 et RPA 99 version 2003**. Il fait l'objet du présent chapitre.

La descente des différents chargements permanents et d'exploitations est présentée également dans ce chapitre.

II.2 Pré dimensionnement :**II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :****II.2.1.1 Définition :**

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types des poutres :

- **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles relient les poteaux et supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas avoir un basculement.

II.2.1.2. Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** la hauteur h des poutres doit vérifier :

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

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

a) Les poutres principales :

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_y = 4,10 \text{ m}$ Donc : $\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$

Alors, on prend : **h = 40 cm**

D'où : $0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On prend : **b = 25 cm.** (Figure II.1)

D'après le **R.P.A 99 v2003** on doit vérifier aussi :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $h/b < 4 \Rightarrow 40/25 = 1,6 < 4 \Rightarrow \text{C.V}$

b) Les poutres secondaires :

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_x = 3,75 \text{ m}$ Donc : $\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37,5 \text{ cm}$

Alors, on prend : **h = 35 cm**

D'où : $0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 10,67 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$

On prend : **b = 25 cm.** (Figure II.2)

D'après le **R.P.A 99 v2003** on doit vérifier aussi :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
- $h/b < 4 \Rightarrow 35/25 = 1,4 < 4 \Rightarrow \text{C.V}$

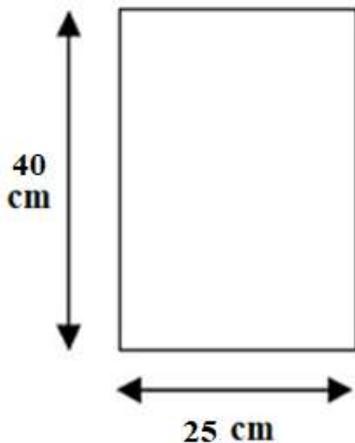


Figure II.1 : Poutres principales

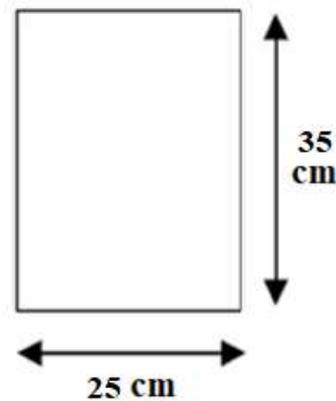


Figure II.2 : Poutres secondaires

II.2.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.2.2.1 Plancher corps creux :

On a adopté des planchers à corps creux dont l'épaisseur est estimée selon la condition de flèche admissible du **BAEL 91** :

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'appuis (poutres secondaire).

ht : L'épaisseur de plancher.

On a donc :

$$h \geq \frac{375}{22,5} \rightarrow h \geq 16,67 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+4) cm avec :

h = 16 cm : hauteur du corps creux.

h₀ = 4 cm : hauteur de la dalle de compression.

II.2.2.2 Balcon (Dalle pleine) :

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) dépend de :

- Résistance à la flexion.
- Résistance au feu.
- Isolation phonique.

Il est donné par la formule suivante : $e \geq \frac{L_0}{10}$

L₀ = 1,00 m : portée libre

e : épaisseur de la dalle

$$e \geq \frac{100}{10} \quad e \geq 10 \text{ cm}$$

Selon **CBA93** : h ≥ 13 cm.

Donc on prend **h = 15 cm**.

II.2.3 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité.

En considérant un effort de compression simple N_s, et en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

N_s : effort normal de compression à la base du poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

II.2.3.1 Calcul des charges permanentes et surcharges :

II.2.3.1.1 Charges permanentes :

a) Plancher terrasse (Inaccessible) :

Tableau II.1 : Charges permanents de la terrasse

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillon	0,05	20	1,00
Etanchéité multicouche	0,05	-	0,12
Béton de pente	0,10	22	2,20
Isolation thermique	0,04	04	0,16
Plancher corps creux	0,16 + 0,04	-	2,80
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Totale $G_t = 6,48 \text{ KN/m}^2$			

b) Plancher étage courant :

Tableau II.2 : Charges permanents du plancher a corps creux

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Sable fin	0,03	18	0,54
Plancher à corps creux	0,16 + 0,04	-	2,80
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons	-	-	1
Totale $G_t = 5,34 \text{ KN/m}^2$			

c) Balcons :

Tableau II.3 : Charges permanentes des balcons

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Sable fin	0,03	18	0,54
Dalle plein	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons	-	-	1
Totale $G_t = 6,29$ KN/m²			

a) Maçonnerie :

Mur extérieur :

Les Murs extérieurs sont en double paroi comme le montre la (Figure II.3). La charge donnée par ces murs est donnée par le tableau II.4 Où $G=3,05$ KN/m².

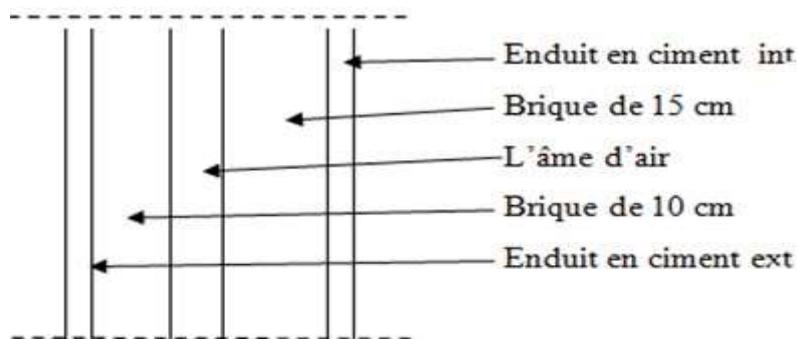


Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,40
Brique creuse	0,15	9	1,35
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit intérieur en plâtre	0,02	9	0,18
Totale $G_t = 2,83$ KN/m²			

Mur intérieur :

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de 10 cm. Comme le montre la figure II.4. La charge due à ces murs est estimée dans le tableau II.5 elle est de 1,26 KN/m².

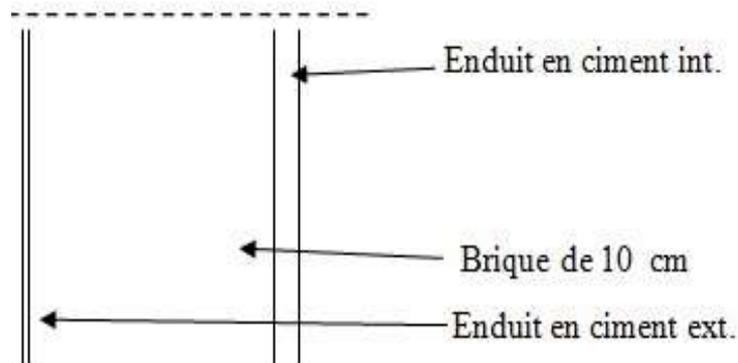


Figure II.4 : Coupe transversale des murs intérieurs

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs

Désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN /m3)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0,02	9	0,18
Brique creuse	0,10	9	0,90
Enduit en pciment	0,02	9	0,18
Totale G_t = 1,26 KN/m²			

II.2.3.1.2 Calcul des surcharges :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible : **Q = 1 KN/m²**.
- Plancher étage courant à usage d'habitation : **Q = 1.5 KN/m²**.
- Plancher 1^{er} étage à usage des bureaux : **Q = 2,5 KN/m²**.
- Plancher RDC à usage commercial : **Q = 5 KN/m²**.
- Escalier : **Q = 2,5 KN/m²**.
- Balcons : **Q = 3,5 KN/m²**.
- Acrotère : **Q = 1 KN/m²**.

II.2.3.1.3 Descente de charges :

L'objectif de calcul de la descente des charges et de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher (Figure II.5).

La descente de charges s'effectuera pour un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

❖ Poteau central :

a) Surface d'influence :

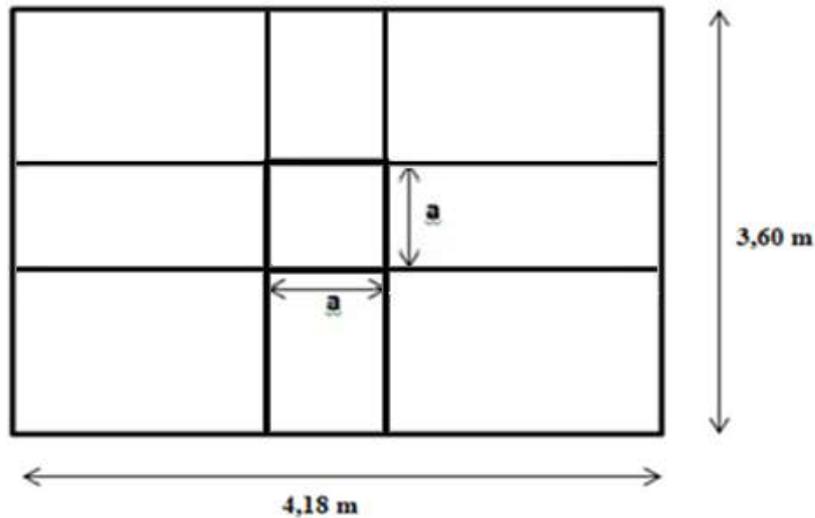


Figure II.5 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité (voir Annexes)

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S_Q égale : $S_Q = (4,18 \times 3,60) = 15,03 \text{ m}^2$, et une surface $S_G = 14,07 \text{ m}^2$, montrée par la figure II.5 (Voir les plans d'architectures en annexes 01).

b) Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $G_t = 6,48 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant : $G_t = 5,34 \text{ KN/m}^2$.

c) Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G_t \times S_G$

- Plancher terrasse : $P = 6,84 \times 15,03 = 102,805 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant : $P = 5,34 \times 15,03 = 80,26 \text{ KN}$.

d) Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutres principales : $P = (0,25 \times 0,40) \times 25 \times 4,18 = 10,45 \text{ KN}$.
- Poutres secondaires : $P = (0,25 \times 0,35) \times 25 \times (3,6 - 0,25) = 7,328 \text{ KN}$.

D'où le poids total des poutres est :

$$P_{\text{total}} = 10,45 + 7,328 \quad \text{donc : } P_{\text{total}} = 17,778 \text{ KN}.$$

e) Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 14,07 = 14,07 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 14,07 = 21,105 \text{ KN}$.
- Plancher 1^{er} étage : $Q_9 = 2,5 \times 14,07 = 35,175 \text{ KN}$.

f) Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, on fixe les dimensions minimales exigée par RPA 99 version 2003, pour tous les poteaux de la structure :

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad (\text{Zone IIa})$$

D'où :

- Poteau d'étage courant :

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN.}$$

- Poteau du RDC et 1^{er} étage :

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 4,03 \times 25 = 6,30 \text{ KN.}$$

II.2.3.1.3 Dégression des surcharges d'exploitation :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans le cas de ce projet, les étages ont un usage différent et la surcharge d'exploitation est différente.

Les surcharges cumulées :

Tableau II.6 : Les surcharges d'exploitation cumulées

<i>Niveau 9</i>	Q_0	14,07 KN
<i>Niveau 8</i>	Q_0+Q_1	35,175 KN
<i>Niveau 7</i>	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	54,170 KN
<i>Niveau 6</i>	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	71,0504 KN
<i>Niveau 5</i>	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	85,827 KN
<i>Niveau 4</i>	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	98,49 KN
<i>Niveau 3</i>	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	109,043 KN
<i>Niveau 2</i>	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	119,553 KN
<i>Niveau 1</i>	$Q_0+0,688(Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	130,232 KN
<i>RDC</i>	$Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	140,70 KN

Tableau II.7 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux

NIV	Charges Permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Effort N (KN)	Vérification		OBS
	G PLANCHER	G POTRES	G POTEAU	G TOT	G CUM	Q	Q CUM		S (Cm ²)	N/σ _{bc} (MPa)	
ETG 9	102,8	17,778	4,78	125,36	125,36	14,07	14,07	139,43	625,00	92,96	C.V
ETG 8	80,26	17,778	4,78	102,82	228,18	21,105	35,175	263,36	625,00	175,57	C.V
ETG 7	80,26	17,778	4,78	102,82	331,00	21,105	54,17	385,17	625,00	256,78	C.V
ETG 6	80,26	17,778	4,78	102,82	433,82	21,105	71,0504	504,87	625,00	336,58	C.V
ETG 5	80,26	17,778	4,78	102,82	536,64	21,105	85,827	622,46	625,00	414,97	C.V
ETG 4	80,26	17,778	4,78	102,82	639,45	21,105	98,49	737,94	625,00	491,96	C.V
ETG 3	80,26	17,778	4,78	102,82	742,27	21,105	109,043	851,31	625,00	567,54	C.V
ETG 2	80,26	17,778	4,78	102,82	845,09	21,105	119,553	964,64	625,00	643,09	CNV
ETG 1	80,26	17,778	4,78	102,82	947,91	21,105	130,232	1078,14	625,00	718,76	CNV
RDC	80,26	17,778	6,30	104,34	1052,25	35,175	140,70	1192,95	625,00	795,30	CNV

❖ **Poteau d'angle :**

a) **Surface d'influence :**

On a :

$$S_Q = 3,00 + 7,05 = 10,5 \text{ m}^2,$$

$$S_G = 2,75 + 5,78 = 8,53 \text{ m}^2, \text{ (Voir les plans d'architectures en annexes 01).}$$

b) **Charge permanente revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse : **Gt = 6,48 KN/m².**
- Plancher étage courant : **Gt = 5,34 KN/m².**

c) **Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher $P = G_t \times S_G$

- Plancher terrasse : $P = 6,48 \times 8,53 = 55,27 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant : $P = 5,34 \times 8,53 = 45,55 \text{ KN.}$

d) **Poids propre revenant à chaque poutre :**

- Poutres principales : $P = (0,25 \times 0,40) \times 25 \times 3,00 = 7,50 \text{ KN.}$
- Poutres secondaires : $P = (0,25 \times 0,35) \times 25 \times (3,35 - 0,25) = 5,81 \text{ KN.}$

D'où le poids total des poutres est :

$$P_{\text{total}} = 7,50 + 5,81 \quad \text{donc : } P_{\text{total}} = 13,33 \text{ KN.}$$

e) Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 10,50 = 10,50 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 10,50 = 15,75 \text{ KN.}$
- Plancher 1^{er} étage : $Q_9 = 2,5 \times 10,50 = 26,25 \text{ KN.}$

f) Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, on fixe les dimensions minimales exigée par RPA 99 version 2003, pour tous les poteaux de la structure :

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad \text{(Zone IIa)}$$

D'où :

- Poteau d'étage courant :

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN.}$$

- Poteau du RDC et 1^{er} étage :

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 4,03 \times 25 = 6,30 \text{ KN.}$$

g) Les surcharges cumulées :

Tableau II.8 : Les surcharges d'exploitation cumulées

<i>Niveau 9</i>	Q_0	10,50 KN
<i>Niveau 8</i>	Q_0+Q_1	26,25 KN
<i>Niveau 7</i>	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	40,425 KN
<i>Niveau 6</i>	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	53,025 KN
<i>Niveau 5</i>	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	64,05 KN
<i>Niveau 4</i>	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	73,50 KN
<i>Niveau 3</i>	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	81,375 KN
<i>Niveau 2</i>	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	89,219 KN
<i>Niveau 1</i>	$Q_0+0,688(Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	97,188 KN
<i>RDC</i>	$Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	111,899 KN

Tableau II.9 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux

NIV	Charges Permanent (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Effort N (KN)	Vérification		OBS
	G PLANCHER	G POTRES	G POTEAU	G TOT	G CUM	Q	Q CUM		S (Cm ²)	N/σ _{bc} (MPa)	
ETG 9	55,27	13,33	4,78	73,38	73,38	14,07	10,5	83,880	625	46,60	C.V
ETG 8	45,55	13,33	4,78	63,66	137,04	21,105	26,25	163,290	625	90,72	C.V
ETG 7	45,55	13,33	4,78	63,66	200,7	21,105	40,425	241,125	625	133,96	C.V
ETG 6	45,55	13,33	4,78	63,66	264,36	21,105	53,025	317,385	625	176,33	C.V
ETG 5	45,55	13,33	4,78	63,66	328,02	21,105	64,05	392,070	625	217,82	C.V
ETG 4	45,55	13,33	4,78	63,66	391,68	21,105	73,5	465,180	625	258,43	C.V
ETG 3	45,55	13,33	4,78	63,66	455,34	21,105	81,375	536,715	625	298,18	C.V
ETG 2	45,55	13,33	4,78	63,66	519	21,105	89,219	608,219	625	337,90	CNV
ETG 1	45,55	13,33	4,78	63,66	582,66	21,105	97,188	679,848	625	377,69	CNV
RDC	45,55	13,33	6,3	65,18	647,84	35,175	111,899	759,739	625	422,08	CNV

❖ **Poteau de rive :**

a) **Surface d'influence :**

On a :

$$S_Q = 3,70 + 7,77 = 11,47 \text{ m}^2,$$

$$S_G = 3,45 + 6,38 = 9,83 \text{ m}^2, \text{ (Voir les plans d'architectures en annexes 01).}$$

b) **Charge permanente revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse : **Gt = 6,48 KN/m².**
- Plancher étage courant : **Gt = 5,34 KN/m².**

c) **Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher $P = Gt \times S_G$

- Plancher terrasse : $P = 6,48 \times 9,83 = 63,70 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant : $P = 5,34 \times 9,83 = 52,49 \text{ KN.}$

d) **Poids propre revenant à chaque poutre :**

- Poutres principales : $P = (0,25 \times 0,40) \times 25 \times 3,70 = 9,25 \text{ KN.}$
- Poutres secondaires : $P = (0,25 \times 0,35) \times 25 \times (3,1 - 0,25) = 5,34 \text{ KN.}$

D'où le poids total des poutres est :

$$P_{\text{total}} = 9,25 + 5,34 \quad \text{donc : } P_{\text{total}} = 14,59 \text{ KN.}$$

e) Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 11,47 = 11,47 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 6,38 + 3,50 \times 3,45 = 21,65 \text{ KN.}$
- Plancher 1^{er} étage : $Q_9 = 2,5 \times 6,38 + 3,50 \times 3,45 = 28,03 \text{ KN.}$

f) Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, on fixe les dimensions minimales exigée par RPA 99 version 2003, pour tous les poteaux de la structure :

$$a = 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \quad \text{(Zone IIa)}$$

D'où :

- Poteau d'étage courant :
 $G = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN.}$
- Poteau du RDC et 1^{er} étage :
 $G = 0,25 \times 0,25 \times 4,03 \times 25 = 6,30 \text{ KN.}$

g) Les surcharges cumulées :

Tableau II.10 : Les surcharges d'exploitation cumulées

Niveau 9	Q_0	11,47 KN
Niveau 8	Q_0+Q_1	33,12 KN
Niveau 7	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	52,61 KN
Niveau 6	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	69,93 KN
Niveau 5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	85,08 KN
Niveau 4	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	98,07 KN
Niveau 3	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	108,90 KN
Niveau 2	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	120,13 KN
Niveau 1	$Q_0+0,688(Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	130,63 KN
RDC	$Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	145,49 KN

Tableau II.11 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux

NIV	Charges Permanentés (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Effort N (KN)	Vérification		OBS
	G PLANCHER	G POTRES	G POTEAU	G TOT	G CUM	Q	Q CUM		S (Cm ²)	N/σ _{bc} (MPa)	
ETG 9	63,7	14,59	4,78	83,07	83,07	11,47	11,47	94,54	625,00	63,03	C.V
ETG 8	52,49	14,59	4,78	71,86	154,93	21,65	33,12	188,05	625,00	125,37	C.V
ETG 7	52,49	14,59	4,78	71,86	226,79	21,65	52,61	279,40	625,00	186,27	C.V
ETG 6	52,49	14,59	4,78	71,86	298,65	21,65	69,93	368,58	625,00	245,72	C.V
ETG 5	52,49	14,59	4,78	71,86	370,51	21,65	85,08	455,59	625,00	303,73	C.V
ETG 4	52,49	14,59	4,78	71,86	442,37	21,65	98,07	540,44	625,00	360,29	C.V
ETG 3	52,49	14,59	4,78	71,86	514,23	21,65	108,9	623,13	625,00	415,42	C.V
ETG 2	52,49	14,59	4,78	71,86	586,09	21,65	120,13	706,22	625,00	470,81	CNV
ETG 1	52,49	14,59	4,78	71,86	657,95	21,65	130,63	788,58	625,00	525,72	CNV
RDC	52,49	14,59	6,30	73,38	731,33	28,03	145,49	876,82	625,00	584,55	CNV

Remarque :

La section (25 x 25) cm² choisit pour les poteaux et non vérifiée pour toute la structure, et la section vérifiée pour toute la structure et de (30 x 30) cm².

Par mesure de sécurité on prend les sections suivantes :

- RDC, 1^{ère} et 2^{ème} étage : (45×45) cm².
- 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage : (40×40) cm².
- 6^{ème} et 7^{ème} étage : (35×35) cm².
- 8^{ème} et 9^{ème} étage : (30×30) cm².

Vérification relative aux coffrages :

(RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

- Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteur (h_e) en une seule fois.
- Les dés de collage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$

- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec : h_e : la hauteur libre du poteau.

- $1/4 < b/h < 4$

Tableau II.12 : vérification du coffrage

Poteau	Condition	Vérification		OBS
Poteau 30x30	Min (b, h)	$30 \geq 25 \text{ cm}$		C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$30 \geq 266/20 = 13,3$		C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 30/30 = 1 < 4$		C.V
Poteau 35x35	Min (b, h)	$35 \geq 25 \text{ cm}$		C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$35 \geq 266/20 = 13,3$		C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 35/35 = 1 < 4$		C.V
Poteau 40x40	Min (b, h)	$40 \geq 25 \text{ cm}$		C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$40 \geq 266/20 = 13,3$		C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 40/40 = 1 < 4$		C.V
Poteau 45x45	Min (b, h)	$45 \geq 25 \text{ cm}$		C.V
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$45 \geq 363/20 = 18,15$	$70 \geq 266/20 = 13,3$	C.V
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 45/45 = 1 < 4$		C.V

Conclusion :

Les sections des poteaux sont tous carrés, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003.

II.2.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité données par le **RPA 99 v2003** (article 7.7.1) :

Avec : $L \geq 4a$ avec $a \geq h_e/20$

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile (a min = 15 cm).

he : hauteur libre d'étage.

On a pour le RDC :

$$he = 4,03 - 0,35 = 3,68 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{363}{20} = 18,4 \text{ cm.}$$

On considère donc des voiles avec une épaisseur de 20 cm (Tableau II.13).

Tableau II.13 : Epaisseur de voile

Niveau	épaisseur des voiles a(cm)
RDC + 1 ^{er} 9 ^{eme} étage	20

II.4 Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments à consister en l'estimation des différentes sections des éléments à adopter conformément aux règlements, ainsi au terme de ce chapitre, les sections adoptées sont les suivantes :

- Les poutres :
 - Les poutres principales : de section (25×40) cm².
 - Les poutres secondaires : de section (25×35) cm².
- Les sections des poteaux :
 - RDC, 1^{ère}, et 2^{ème} étage : (45×45) cm².
 - 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage : (40×40) cm².
 - 6^{ème} et 7^{ème} étage : (35×35) cm².
 - 8^{ème} et 9^{ème} étage : (30×30) cm².
- Les voiles : l'épaisseur adoptée pour tous les voiles de notre structure est de 20 cm.

CHAPITRE III :
ETUDE DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRE

III.1 L'acrotère :

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

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

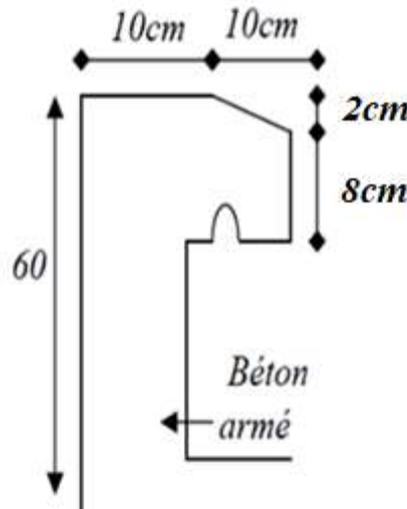


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère

Il a pour rôle de :

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

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Hauteur H = 60 cm.
- Largeur b = 100 cm.
- Epaisseur e = 10 cm.

III.1.1 Evaluation des charges :

- **Charge Permanente :**

Surface de l'acrotère : $S = ((0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1) / 2) = 0,069 \text{ m}^2$

Poids propre : $0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$.

Revêtement en enduit de ciment : $1 \times 0,02 \times 2000 (0,6+0,2+0,08+0,1+0,5) = 0,592 \text{ KN/ml}$.

Donc : $G = 2,32 \text{ KN/ml}$.

- Charge d'exploitation :

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

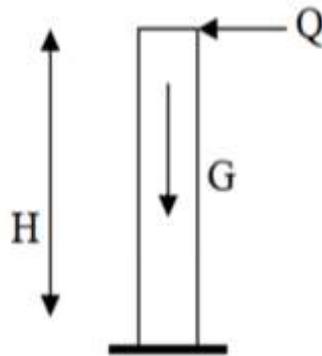


Figure III.2 : Sollicitation de l'acrotère

- Forces horizontales (F_p) :

L'action des forces horizontales (F_p) :

$$F_p = 4A.C_p.W_p$$

Avec :

F_p : la force sismique.

A : coefficient d'accélération de zone. ($A = 0,15$) (zone IIa, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale. ($C_p = 0,8$) élément consol

W_p : Poids propre de l'acrotère. ($W_p = 2,32 \text{ KN/ml}$) $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,32 = 1,11 \text{ KN/ml}$.

$$Q_u = \max(1,5Q_u; F_p)$$

$$1,5 Q_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$F_p = 1,11 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_u = 1,50 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = 2,32 \text{ KN/ml}$ et $Q = 1,50 \text{ KN/ml}$.

- Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ ELU :

$$N_u = 1,35G \rightarrow N_u = 1,35 \times 2,32 \rightarrow N_u = 3,13 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5Q_u \times h \rightarrow M_u = 1,5 \times 1,50 \times 0,6 \rightarrow M_u = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5Q_u \rightarrow T_u = 1,5 \times 1,50 \rightarrow T_u = 2,25 \text{ KN}$$

✓ ELS :

$$N_{ser} = G \rightarrow N_{ser} = 2,32 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_{ser}h \rightarrow M_{ser} = 1,5 \times 0,6 \rightarrow M_{ser} = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q_{ser} \rightarrow T_{ser} = 1,50 \text{ KN}$$

• Ferrailage de l'acrotère :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; F_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; d = 8 \text{ cm}.$$

• Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{3,13} = 74,12 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

On calcule ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,13 \cdot 10^3}{1 \times 0,1 \times 14,17 \cdot 10^6} = 2,20 \cdot 10^{-3} < 0,81$$

$$\xi = f(\psi_1) \rightarrow \text{D'après le tableau, on trouve : } \xi = 0,1666.$$

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 10 = 1,666 \text{ cm}.$$

$\rightarrow e_0 > e_{nc} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et l'état Limite ultime n'est pas atteint.

(SPC)

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 10,88 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,094 \leq 0,392$$

$$\mu < \mu_r = 0,372 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,123$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,57 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,094 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\%$$

$$\text{et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 36,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 42,34 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s1} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 0,36 \text{ cm}^2$$

III.1.2 Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 modifier 99» :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,0867 \text{ cm}^2 \} = 1,0867 \text{ cm}^2$$

Donc :

On opte finalement pour 4T8 = 2,01 cm²

$$\text{Avec un espacement } s_r = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,402 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8 = 2,01 cm² avec un espacement. $s_r = \frac{60 - 4}{3} = 18 \text{ cm}$

• Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48 \text{ cm}$$

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow (SPC).$$

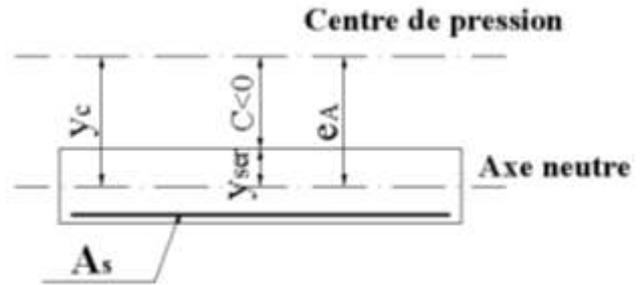


Figure III.3 : Vitrification de la section SPC

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} (C < 0)$$

On doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5536 .3 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154147 .07 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1.3710^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 166,46^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,91$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,64$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 48,67$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 36,96$$

La solution qui convient est : $y_c = 48 \text{ cm}$

Car :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 48 - 43 = 5 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} y_{ser} = 5 \text{ cm} \\ y_c = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie : $n=15$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 4804,16 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

• **Vérification des contraintes :**

a. Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,28 \cdot 10^3 \times 48 \times 10}{48041,16 \times 10^4} \right) \cdot 50 = 1,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max} (0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 13.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 16.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.72 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.03\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.1.3 Schéma de ferrailage :

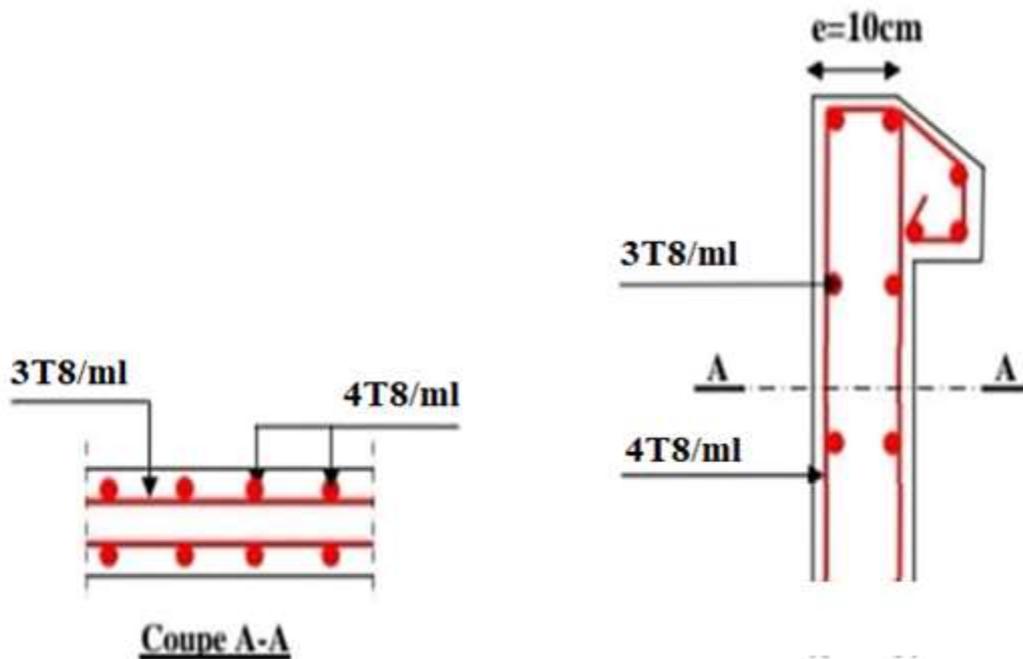


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2 Étude des escaliers :

III.2.1 Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h". La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume où se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

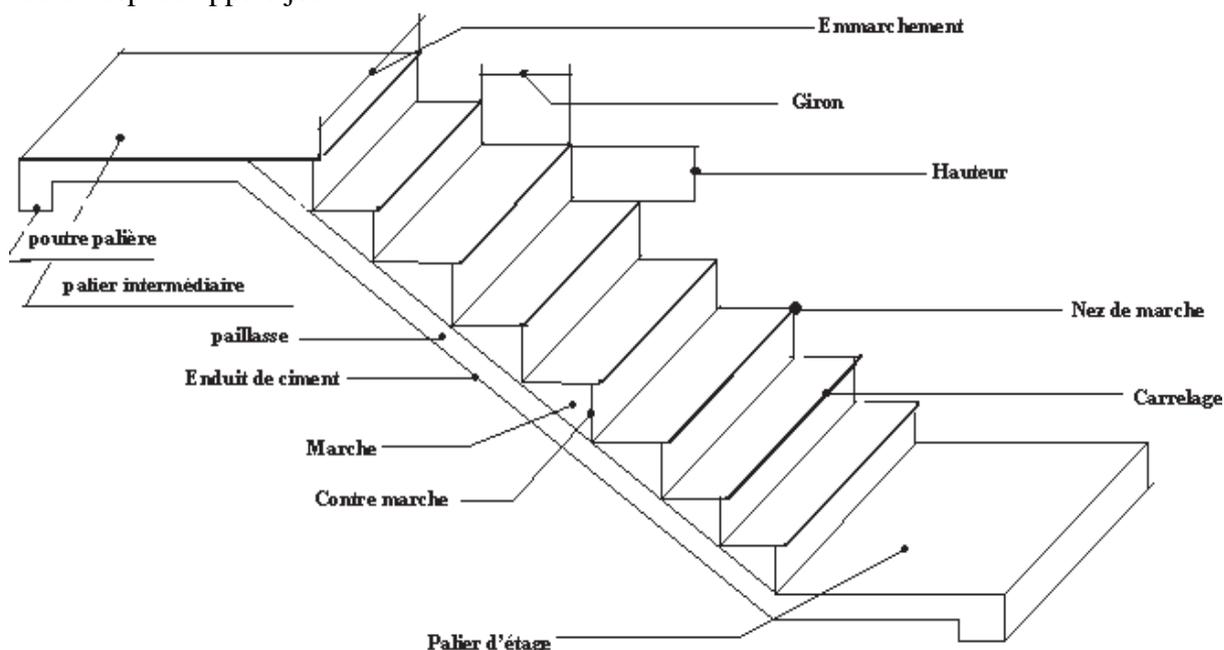


Figure III.5 : Vue d'escalier en trois dimensions

III.2.2 Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place, les dimensions des marches sont variables selon leur destination.

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple.

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « BLONDEL » :

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

h : Hauteur de contre marche, avec h = 17 cm.

g : Giron ou la largeur de la marche, avec g = 30 cm.

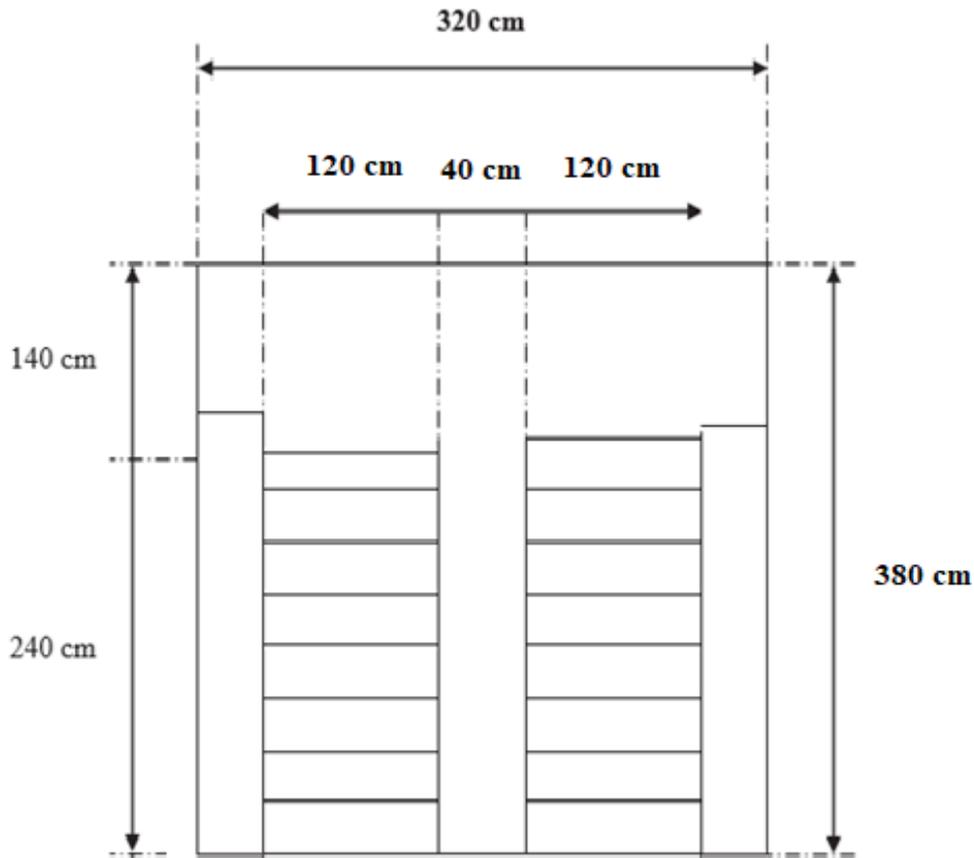


Figure III.6 : Vue en plan d'escalier

- **Calcul du nombre de contre marches :**

$$n = (H / 2) \times 1 / h_0$$

Avec : h_0 (hauteur du contre marches) = 17 cm

$$n = (3.06 / 2) \times 1 / 17 = 9$$

- **Calcul du nombre de marche :**

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- **Calcul de l'angle α :**

$$\tan \alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1.53 \text{ m} \quad L' = 30 \times 8 = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{tag} \alpha = (h' / L') = 1,53 / 2,40 = 0,64 \quad \alpha = 32,52^\circ$$

- **Calcul de la longueur inclinée :**

$$L'' = (L' / \cos \alpha) = 2,84 \text{ m}$$

- **Vérification de la relation de blondel :**

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

- **Épaisseur de la paillasse**

L'épaisseur de la paillasse (e) est donnée par :

$$L / 30 \leq e \leq L / 20 \quad L = L_v + L_p$$

Avec :

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$L_v = (2,402 + 1,532)1/2 = 2,84 \text{ m}$$

$$L = 140 + 284 = 424 \text{ cm}$$

$$424/30 \leq e \leq 424/20$$

$$14,13 \leq e \leq 21,2$$

Soit $e = 17 \text{ cm}$

- **La longueur inclinée de la volée :**

$$L_v = \frac{17 \times 9}{\sin 32,52} = 284,60 \text{ cm} = 2,84 \text{ m}$$

- **Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.1 : Evaluation des charges sur les escaliers

Désignation des éléments	Palier (KN/ m ²)	Paillasse (KN/m ²)
Poids de la dalle (e=17cm)	5	Volée $25 \times 0,17 / \cos (32,52) = 5,04$
Poids des marches	0,00	$(25 \times 0,17) / 2 = 2,125$
Mortier de pose vertical (e=2cm)	0,00	$20 \times 0,02 \times 0,17 / 0,3 = 0,23$
Mortier de pose horizontal (e=2cm)	0,4	0,4
Carrelage de pose horizontal (e=2cm)	0,44	0,44
Carrelage vertical (e=2cm)	0,00	$22 \times 0,02 \times 0,17 / 0,3 = 0,25$
Garde-corps	0,00	0,6
Lit de sable (e=2cm)	0,00	0,4
Enduit de plâtre	0,15	0,15
Total G (KN/m²)	5,99	9,635
Total Q (KN/m²)	2,5	2,5

III.2.3 Ferrailage des escaliers :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que : b = 100 cm ;
h = 17 cm ; d = 0,9 h = 15,3 cm

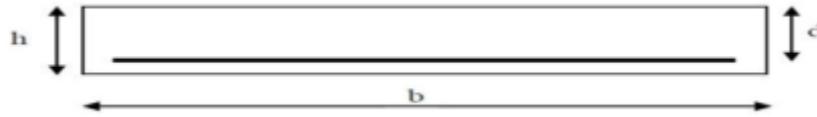


Figure III.7 : Section d'escalier à ferrailer

- Calcul des sollicitations :

Tableau III.2 : Calcul des sollicitations

Combinaison	Le palier 1 q ₁ (KN/m ²)	La paillasse q ₂ (KN/m ²)
ELU	11,84	16,75
ELS	8,49	12,13

- Moment fléchissant :

ELU :

$M_U = 51,8 \text{ KN.m}$ et $T_U = 36,68 \text{ KN}$

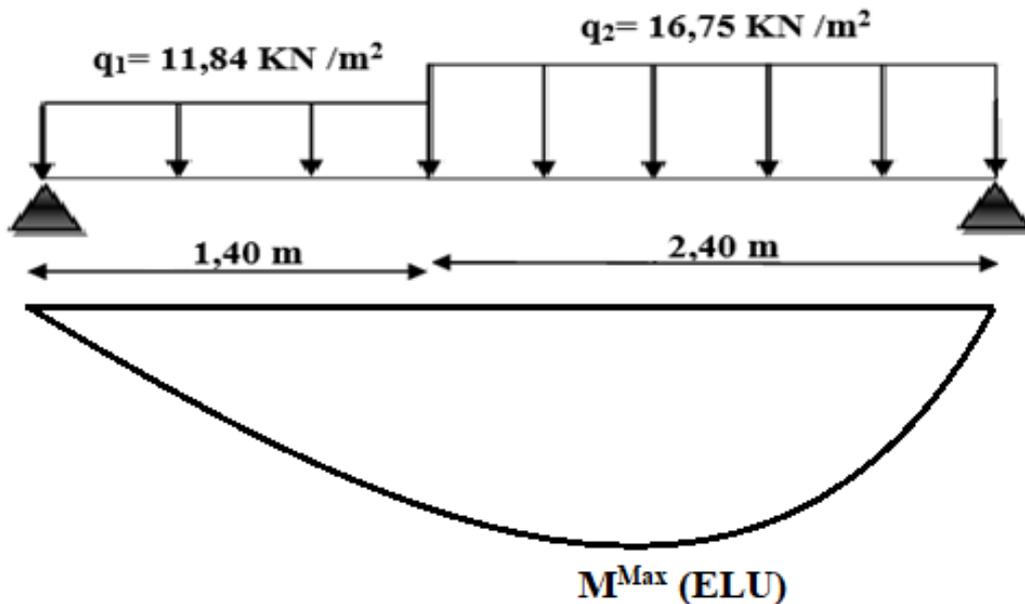


Figure III.7 : Moment fléchissant a l'ELU

ELS :

$M_S = 37,43 \text{ KN.m}$ et $T_S = 26,44 \text{ KN}$

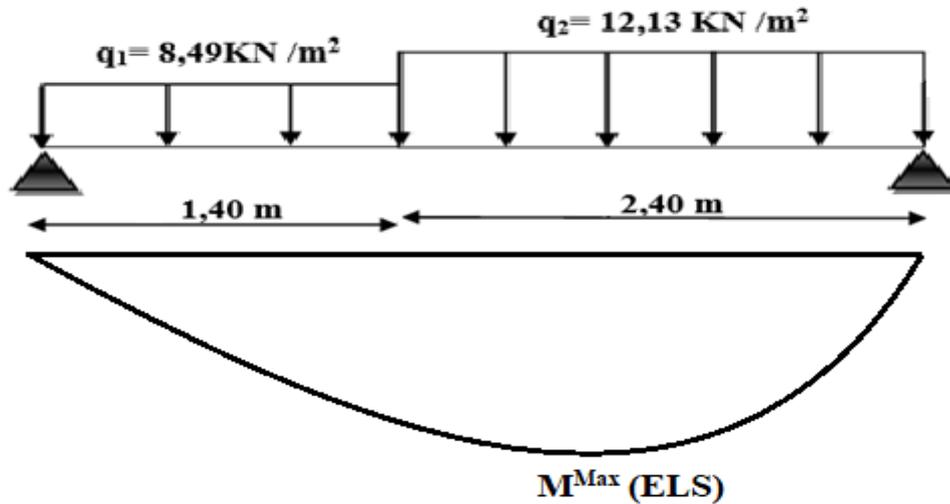


Figure III.8 : Moment fléchissant a l'ELS

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, on porte une correction pour le moment M_u max au niveau des appuis et en travée.

Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$; Le moment en appui : $M_a = 0,50 M_0$

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

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,40 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 1,15$;

$\gamma_b = 1,5$

ELU :

En appuis : $M_a = 0,50 M_0 = 25,9 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 44,03 \text{ KN.m}$

Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	$A_{s'}$ (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)	e_{sp} (cm)
Appui	25,9	0,065	Oui	0	0,084	147,85	4,03	4T12	4,52	25
Travée	44,03	0,110	Oui	0	0,147	144,00	7,03	5T14	7,70	20

• Espacement :

En travée : $esp \leq 100/5 = 20$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

Sur appui : $esp \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

• **Armateur de répartition :**

En travée : $A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \rightarrow 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec S_t = 25cm

Sur appui : $A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23bd f_{t28}/f_e = 1,69 \text{ cm}^2$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec S_t = 25cm

• **Vérification :**

Condition non fragilité :

$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23bd f_{t28}/f_e = 1,69 \text{ cm}^2$

En travée : $A_s = 7,70 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,69 \text{ cm}^2$ **Condition Vérifiée**

Sur appui : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,69 \text{ cm}^2$ **Condition Vérifié**

• **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 4 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = T_{\text{max}}/bd = (36,68 \times 1000) / (1000 \times 153) = 0,24 \text{ MPa} < \tau_u = 4 \text{ MPa}$... **Condition Vérifiée**

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieure doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - M_u/0,9d < 0 \rightarrow$ les armateurs ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u - M_u/0,9d > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq (T_u - M_u/0,9d) / \sigma_s$

$$T_u - M_u/0,9d = 36,68 \times 1000 - (51,8 \times 10^6) / (0,9 \times 153) = -339,5 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales :

$\tau_u = T_{\text{max}}/bd = 0,24 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4 Vérification des contraintes su béton :

Les fissurations sont considérées comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

- **Vérification des contraintes du béton :**

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

- ✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$n = 15$; $c' = 2$ cm ; $d = 15,3$ cm ; $b = 100$ cm ; $A'_s = 08780,40$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Vérification à l'ELS

	Mser (KN.m)	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	31,81	7,70	4,90	16414,11	9,49	18	C.V
Appui	18,71	4,52	3,92	11858,58	6,18	18	C.V

- **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{3,80} = 0,045 < 0,062 \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{100 \times 14,4} = 0,0050 \leq 0,010 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0,045 < 0,085 \quad \text{Condition Non vérifiée}$$

Deux condition ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L = 3,8 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 34179,55 \text{ MPa} ; E_v = 11496,76 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
31.81	7,70	0,005	270,01	4,77	1,90	0,46	47618,49	16304,46	25261,05

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,824 \text{ cm} \\ f_v = 1,58 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow : \Delta f_T = f_v - f_i = 0,75 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

→ $\Delta f_T = 0,75 \text{ cm} < \bar{f} \text{ cm}$ **Condition Vérifiée.**

- **Schéma de ferrailage :**

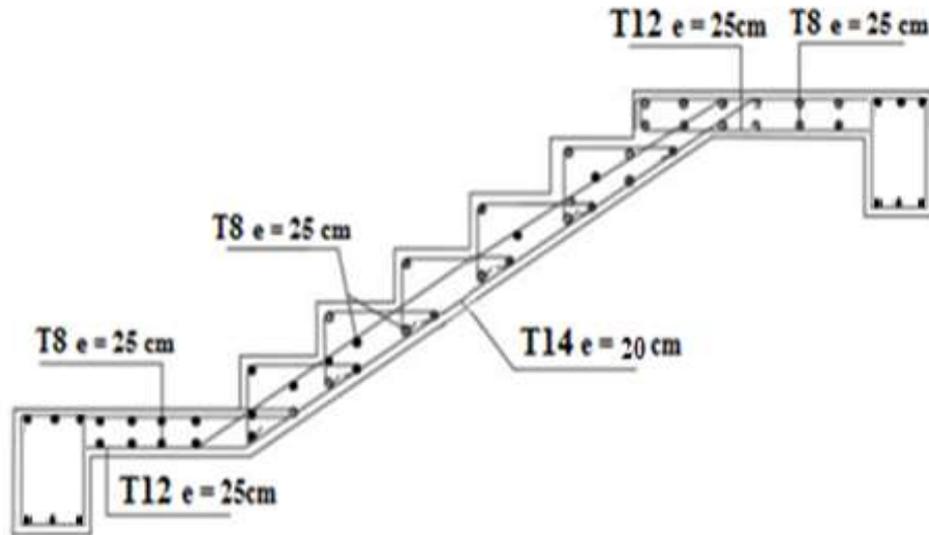


Figure III.9 : ferrailage de l’escalier

III.3 Etude poutre palière :

III.3.1 Dimensionnement :

D’après la condition de flèche définit par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 29,5 \text{ cm}$$

- **Exigences du RPA99 v2003 :**

$h \geq 30 \text{ cm}$

$b \geq 20 \text{ cm}$ → Donc, on prend : $b = 30 ; h = 30 \text{ cm}$

$h/b < 4$

- **Définition des charges :**

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre : $G_0 = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/m}$

m poids du mur extérieur : $G_m = 2,88 \times 1,13 = 3,25 \text{ KN/m}$

D’où : $G = G_0 + G_m = 3 + 3,25 = 6,25 \text{ KN/m}$

Moment de torsion : $M_{tor} = M_B \times L/2$ (provoqué par la flexion de la paillasse).

Charge transmise de la paillasse :

ELU : $R_{Bu} = 36,68 \text{ KN/m}$

ELS : $R_{Bs} = 26,44 \text{ KN/m}$

➤ **Calcul à la flexion :**

Sollicitations :

ELU : $Q_u = 1,35G + R_{Bu} = 45,11 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 49,07 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 66,53 \text{ KN}$$

ELS : $Q_s = G + R_{Bs} = 32,69 \text{ KN/m}$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = 35,56 \text{ KN.m}$$

III.3.2 Ferrailage a l'ELU :

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Résultats de ferrailage de la poutre palière

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A cal (cm ²) ≥ A min(cm ²)
Travée	41,71	0,063	0,081	0,348	2,75	1,19	C.V
Appui	-24,54	0,037	0,047	0,353	1,59	1,19	C.V

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_b = \frac{v^{max}}{b \times d} = 0,62 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_t

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$

$$* A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$* A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (-0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} = 0,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion :**

Moment de torsion :

$$M_{\text{tor}} = M_B \times \frac{L}{2} = -25,9 \times \frac{2,95}{2} = -38,20 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de l'escalier.

Dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente A d'épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6,66 \text{ cm} \Rightarrow A = (b - e) \times (h - e) = 777,8 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 140 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{M_{\text{tor}} \times U}{2 \times A \times f_{st}} = 7,90 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\text{On fixe } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \times A \times f_{st}} = 0,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times A \times e} = 3,69 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{\text{total}} \leq \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_{\text{total}} = \sqrt{\tau_u^2 + \tau^2} = 3,74 \text{ MPa}$$

F.P $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$

On trouve $\tau_{\text{total}} \leq \bar{\tau}$ donc pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale :**

Travée : $A_{st} = A_{t \text{ cal}} + A_l/2 = 6,7$

Choix : 4T14 + 2T12 = 8,42 cm²

Appui : $A_{sa} = A_{a \text{ cal}} + A_l/2 = 6,7$

Choix : 3T14 + T12 = 5,75 cm²

Armature transversales :

$$A_{tra} = A_{trans} + A_t = 0,36 + 0,85 = 1,21 \text{ cm}^2$$

Soit 4T8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

III.3.3 Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 32,69 \text{ KN/m}$$

D'où :

$$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 35,56 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 30,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0,85 M_{0u} = -17,78 \text{ KN.m}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Vérification des contraintes à L'ELS

Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	30,23	8,42	13,15	82026,31	4,85	18	C.V
Appui	17,78	5,75	11,80	66941,77	3,13	18	C.V

➤ **Vérification de la flèche :**

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

- $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times L \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 24,66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,42 \text{ cm}^2 < 9,07 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $L = 2,95 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$

III.3.4 Schéma de ferrailage :

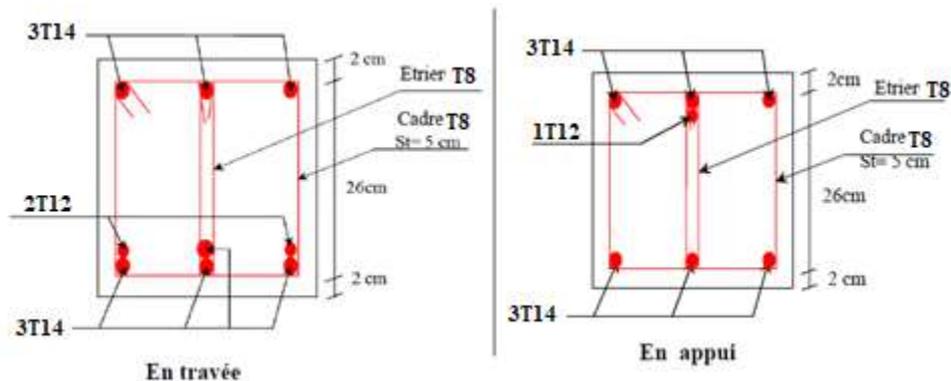


Figure III.10 : ferrailage de poutre palière

III.4 Etude de la dalle du Balcon :

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur.

Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.

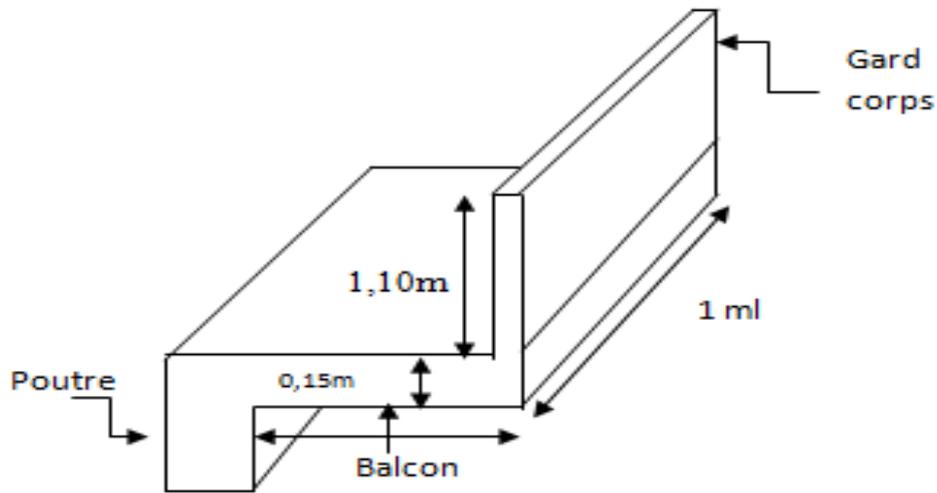


Figure III.11 : Schéma statique du balcon

III.4.1 Types des balcons :

Dans notre structure, il y a un seul type de balcon

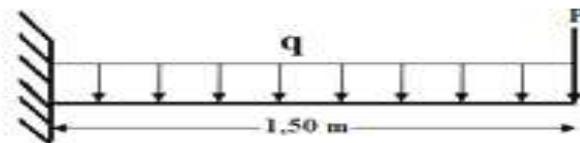


Figure III.12 : Type de balcon

III.4.2 Charges et surcharges supportées par le balcon :

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie.

Les charges sont résumées dans les tableaux suivants :

- Poids propre et charge d'exploitation :

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml) (1,35G + 1,5Q) × 1ml	ELS (KN/ml) (G + Q) × 1ml
6,13	3,5	q _u = 13,53	q _s = 9,63

III.4.3 Moments fléchissant et efforts tranchants :

On prend ce type de balcon et on calcul les moments fléchissant qui se fait par le calcul RDM, on calcul pour une bande de 1ml.

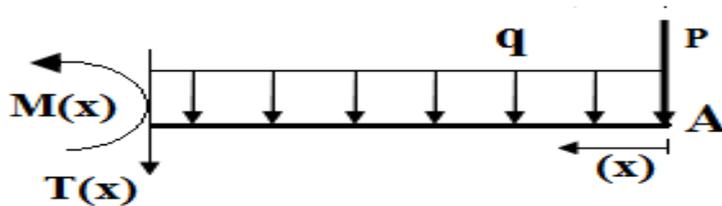


Figure III.13 : Les effort sur le balcon

- ELU : (P_u = 2,52 KN/ml) ; (q_u = 13,53 KN/ml)

Travée : 0 ≤ x ≤ 1,50 m

$$M_u(x) = -P_u x - q_u \frac{x^2}{2} = -2,52x - 13,53 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,5) = -18,84 \text{ KN.ml}$$

$$M'_u(x) = -P_u - q_u x = 0 \quad x = -\frac{P_u}{q_u} = -0,18 \notin [0; 1,50]$$

$$T(x) = P_u + q_u x = 2,52 + 13,53 x$$

$$T(0) = 2,52 \text{ KN}$$

$$T(1,5) = 22,81 \text{ KN}$$

- ELS : (P_s = 1,87 KN/ml) ; (q_s = 9,63 KN/ml)

Travée : 0 ≤ x ≤ 1,50m

$$M_s(x) = -P_s x - q_s \frac{x^2}{2} = -1,87x - 9,63 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,5) = -13,64 \text{ KN.ml}$$

$$M'_s(x) = -P_s - q_s x = 0 \quad x = -\frac{P_s}{q_s} = -0,18 \notin [0; 1,50]$$

$$T(x) = P_s + q_s x = 1,87 + 9,63 x$$

$$T(0) = 1,87 \text{ KN}$$

$T(1,5) = 16,32 \text{ KN}$

Tableau III.9 : Récapitulation des moments et des efforts tranchants de la dalle pleine balcon

X (m)	ELU		ELS	
	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)
0	0	2,52	0	1,87
1,5	- 18,84	22,81	- 13,64	16,32

III.4.4 Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon :

Les balcons sont sollicités en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales.

III.4.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,84 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 17} = 0,061 < \mu_R = 0,372 \text{ Donc } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) = 0,078$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,078) = 0,131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{18,84 \times 10^{-3}}{0,131 \times \frac{500}{1,15}} = 3,31 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

- **Armatures longitudinales :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,4/500 \times 10^4$$

$$A_{min} \geq 1,49 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99 v2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 100 \times 15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 7T12 de section $A_s = 7,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Les armature de répartition :**

$$A_{\text{repa}} = A_{\text{ado}}/4 = 7,92/4 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{\text{repa}} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bX^2}{2} + \eta A_{\text{sc}}(x-d') - \eta A_{\text{st}}(d-x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{\text{st}}}{b} + \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{\text{st}})}{nA_{\text{st}}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{7,92}{100} + \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 7,92}{15 \times 7,92^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4,60 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{\text{st}}(d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,046^3}{3} + 15 \times 7,92(13,5-4,6)^2$$

$$I = 1,26 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{\text{bc}} = \frac{M_S \times X}{I} = \frac{13,64 \times 10^{-3} \times 0,046}{1,26 \times 10^{-4}} = 4,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 4,98 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{n M_S (d-X)}{I} = \frac{15 \times 13,64 \times 10^{-3} (0,135-0,046)}{1,26 \times 10^{-4}} = 144,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 144,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.4.4.2 Vérification au cisaillement :

$$T_u = 22,81 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{22,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,169 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\tau}_u = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.4.4.3 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,50} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 > 0,063 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo} \Rightarrow \frac{0,15}{1,50} \geq \frac{18,48}{16(3,75)} \Rightarrow 0,1 > 0,49 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} < \frac{4,2}{500} \Rightarrow 0,0059 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Tableau III.10 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine du balcon

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
A _{st} calculé	A _{st} choisi	A _r calculé	A _r choisi
3,31	7T12 = 7,92	1,98	4T10 = 3,14

III.4.5 Schéma de ferrailage de balcon :

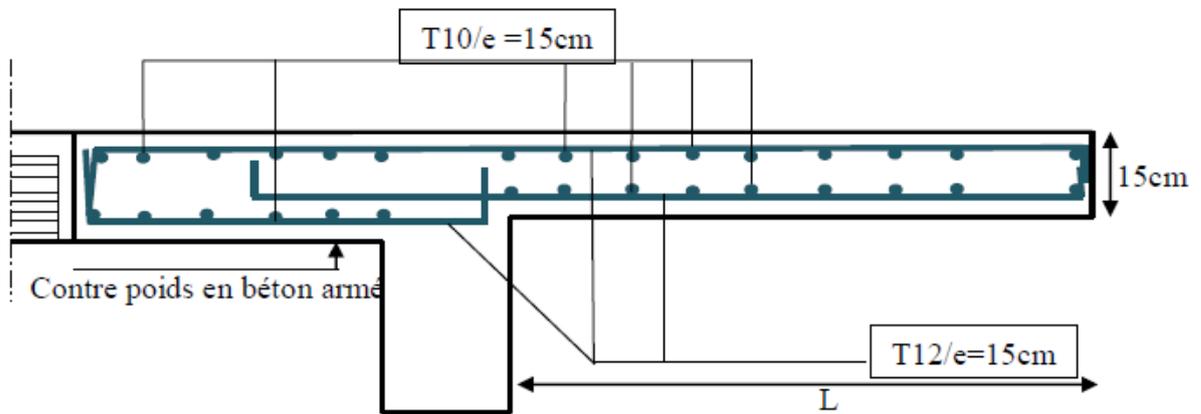


Figure III.14: Ferrailage du balcon

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction :

L'Algérie a connu, au cours du siècle dernier, plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Comme par exemple Le dernier séisme en 2003 de Boumerdès qui a provoqué des dégâts humains et matériels.

Un séisme est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changements de la vitesse des roches du dessous lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, qui donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces ondes sismiques touchent directement les appuis des ouvrages et provoquent des déplacements qui sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exigence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'étude sismique d'une structure est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans la structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations (en utilisant le logiciel ETABS version 2016).

IV.3 Modélisation de la structure :

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est l'ETABS pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.

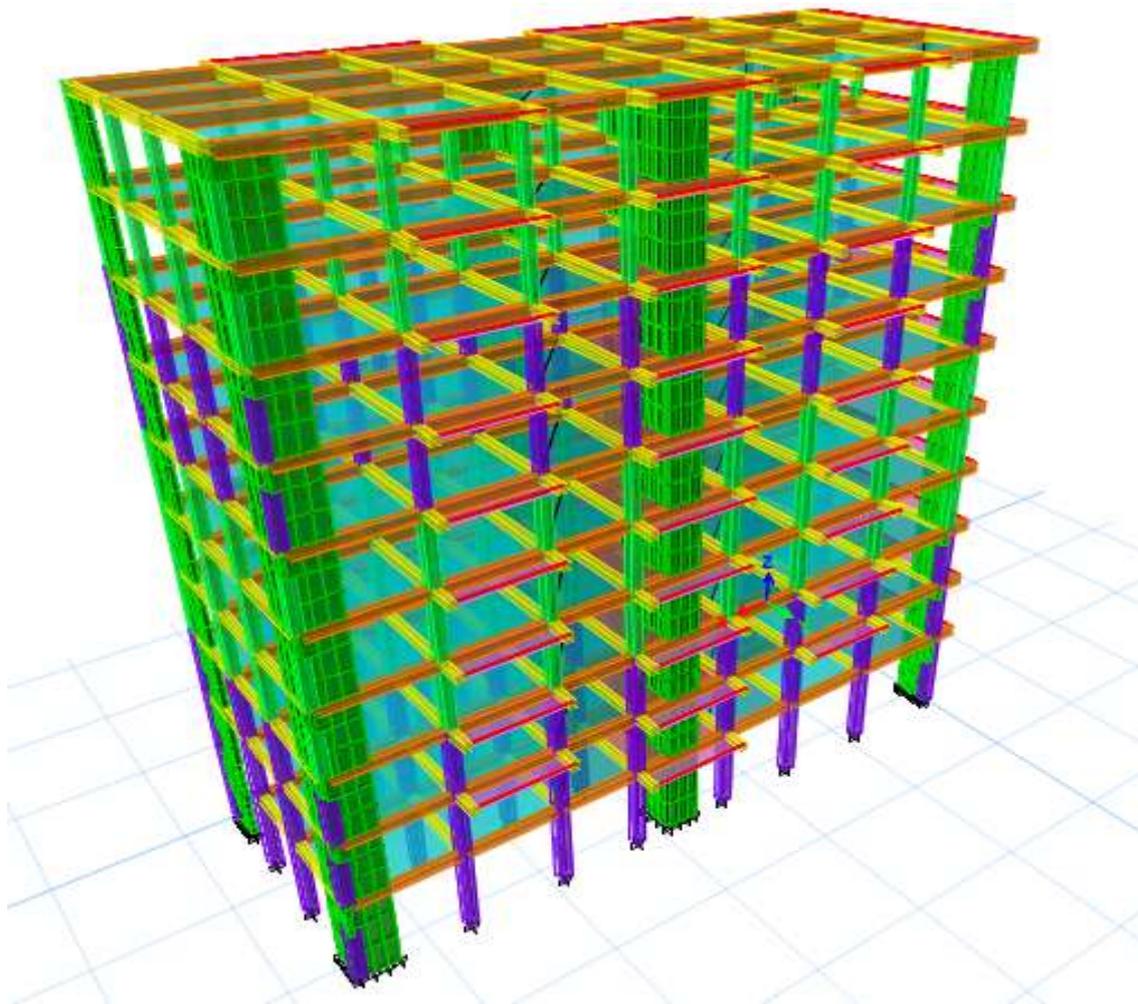


Figure IV.1 : Modélisation du structure

IV.4 Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le RPA99 v2003, on citera :

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

IV.4.1 Méthode statique équivalente :

IV.4.1.1 Principe :

Dans cette méthode, le RPA99 v2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.4.1.2 Domaine d'application :

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et IIa et à 30 m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outres les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivante :

Zone I : – tous groupes.

Zone II : – groupe d'usage 3.

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

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

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :**IV.4.2.1 Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.4.2.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.4.3 Choix de la méthode :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99 v2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 v2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99 v2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}} \text{ (RPA99 v2003-article 4.3.6)}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

V_{statique} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

IV.5 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

- **Combinaisons fondamentales :**

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$$0.8 G \pm E (x ; y)$$

$$G + Q \pm E (x ; y)$$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

IV.6 Méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99 v2003, l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (x ; y) est donné par la formule suivante :

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

IV.6.1 Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Bejaia zone IIa.

Ouvrage de grande importance (Groupe 2)).

D'après le « tableau 4.1 » du RPA99/V2003, le coefficient d'accélération de la zone **A = 0,15**.

IV.6.2 Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » RPA99 v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « l'article 3.4 » du RPA99 v2003.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à **R = 3,5**.

IV.6.3 Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T) :

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.

$$T = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{(0,09 \times h_N)}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, Il est donné par le « tableau 4.6 » du RPA99 v2003.

$C_T = 0,05$ Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

Dans le sens x : $D_x = 28,05$ m (voir les plans en annexes 01).

$$h_N = 31,57 \text{ m.}$$

$$T_x = \min \left(0,05 \times 31,57^{3/4} ; \frac{(0,09 \times 31,57)}{\sqrt{28,05}} \right)$$

$$T_x = \min (0,666 ; 0,536)$$

$$T_x = 0,536 \text{ s.}$$

Dans le sens y : $D_y = 11,20$ m (voir les plans en annexes 01).

$$h_N = 49,64 \text{ m.}$$

$$T_y = \min \left(0,05 \times 31,57^{3/4} ; \frac{(0,09 \times 31,57)}{\sqrt{11,2}} \right)$$

$$T_y = \min (0,666; 0,849)$$

$$T_y = 0,666 \text{ s.}$$

IV.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ S} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ S} \end{cases}$$

T_2 : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le « Tableau 4.7 » du RPA99 v2003.

η : C'est le coefficient de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 10%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7 \text{ (RPA99 v2003).}$$

Période caractéristique associées à la catégorie de site :

On va supposer site 3 (site meuble) : donc : $T_1 = 0,15$ s et $T_2 = 0,50$ s.

Puisque la période fondamentale de la structure T, est comprise entre T_2 et 3s ($T_2 < T < 3,0$ s), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

Dans le sens x :

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{0,5}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5\eta \left(\frac{0,5}{0,536}\right)^{2/3} \qquad D_x = 1,80$$

Dans le sens y :

$$D_y = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5\eta\left(\frac{0,5}{0,666}\right)^{2/3} \quad D_y = 1,53$$

IV.6.5 Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon le «tableau V.4 » du RPA99 v2003.

Tableau IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité

Critère q »	Observée	P _{qx}	Observée	P _{qy}
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0,10	Non	0,10
		$\sum p_q = 0,20$	$\sum p_q = 0,25$	

$$Q_x = 1 + 0,20 = 1,20$$

$$Q_y = 1 + 0,25 = 1,25$$

IV.6.6 Le poids total de la structure (W_t) :

D'après le RPA99 v2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum W_i \text{ OÙ : } W_i = G_i + \beta Q_i$$

Avec :

β : c'est le coefficient de pondération, d'après le « tableau 4.5 » du RPA99 v2003, il est pris égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

G_i : Poids dû aux charges permanentes.

Q_i : Poids dû aux charges d'exploitation.

Start Point		End Point		W		Global X	6,1602	m	
Global X	-3,6923	16,0127				Global Y	0,4893	m	
Global Y	0,3	0,3				Global Z	0	m	
						Angle	359,293	deg	
Objects to Include									
<input checked="" type="checkbox"/>	Columns	<input checked="" type="checkbox"/>	Beams	<input checked="" type="checkbox"/>	Braces				
<input checked="" type="checkbox"/>	Floors	<input checked="" type="checkbox"/>	Walls	<input checked="" type="checkbox"/>	Links				
Integrated Forces									
	1		Right Side		2		Z		
Force	-0,0001	-1,954E-05	34856,5973	0,0001	1,954E-05	-34359,9014			kN
Moment	182345,8644	-258078	0,0003	-178965	254500,2936	-0,0003			kN-m
	Save Right Side Cut			Save Left Side Cut					

Figure IV.2 : Poids de la structure

D'où : $W = 34856,5973$ KN (Pour le calcul de poids de la structure on prend les valeurs données par le logiciel ETABS).

IV.6.7 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

Dans le sens x :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,80 \times 1,20}{3,5} \times 34856,5973$$

$$V_{x(\text{statique})} = 3226,714 \text{ KN}$$

Dans le sens y :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,53 \times 1,25}{3,5} \times 34856,5973$$

$$V_{y(\text{statique})} = 2856,996 \text{ KN}$$

IV.7 Analyse des modèles :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique-voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire à un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.

• La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Selon le RPA99 v2003, [Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$$\text{Temp} = 1,3 \times 0,536 = 0,697 \text{ s.}$$

Tableau IV.2 : Tableau de vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,541	0,193	0,1194	0	0,193	0,1194	0
Modal	2	1,492	0,1011	0,6016	0	0,2941	0,721	0
Modal	3	1,103	0,4277	0,0219	0	0,7218	0,743	0
Modal	4	0,523	0,02	0,0189	0	0,7418	0,7619	0
Modal	5	0,5	0,0147	0,1005	0	0,7565	0,8624	0
Modal	6	0,376	0,1086	0,0028	0	0,8651	0,8652	0
Modal	7	0,302	0,0063	0,0069	0	0,8715	0,8721	0
Modal	8	0,263	0,005	0,0399	0	0,8764	0,9119	0
Modal	9	0,207	0,0019	0,0043	0	0,8783	0,9162	0
Modal	10	0,202	0,0469	0,001	0	0,9252	0,9172	0

Le premier mode est un mode de de rotation.

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (Y)

Le troisième mode est un mode de rotation.

Remarque : La structure est trop souple, le premier mode est un mode de de rotation, d'où on doit ajouter des voiles de contreventements.

IV.7.1 Vérification des déplacements inter étage :

Selon le RPA99 v2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

Avec :

Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible : $\Delta k_{adm} = 0,01 h_e$

$\Delta k_x = \delta_{k,x} - \delta_{k-1,x}$ et $\Delta k_y = \delta_{k,y} - \delta_{k-1,y}$

$\delta_{k,x} = R \times \delta_{ek,x}$ et $\delta_{k,y} = R \times \delta_{ek,y}$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta_{ek,x}$: Déplacement absolu selon x (à partir d'ETABS).

$\delta_{ek,y}$: Déplacement absolu selon y (à partir d'ETABS).

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)

Niveau	h (m)	Sens X			Sens Y			$\overline{\Delta_u}$ (cm)	OBS
		$\delta^{x_{ek}}$ (cm)	δ^{x_k} (cm)	Δ^{x_k} (cm)	$\delta^{y_{ek}}$ (cm)	δ^{y_k} (cm)	Δ^{y_k} (cm)		
9 ^{eme} étage	3,06	7,045	35,227	2,707	9,810	49,052	3,500	3,06	C.N.V
8 ^{eme} étage	3,06	6,504	32,520	3,085	9,110	45,552	4,968	3,06	C.N.V
7 ^{eme} étage	3,06	5,887	29,435	3,403	8,117	40,583	4,872	3,06	C.N.V
6 ^{eme} étage	3,06	5,206	26,032	3,760	7,142	35,712	5,320	3,06	C.N.V
5 ^{eme} étage	3,06	4,454	22,272	3,910	6,078	30,392	5,602	3,06	C.N.V
4 ^{eme} étage	3,06	3,672	18,362	4,050	4,958	24,790	5,687	3,06	C.N.V
3 ^{eme} étage	3,06	2,862	14,312	4,077	3,821	19,103	5,948	3,06	C.N.V
2 ^{eme} étage	3,06	2,047	10,235	3,863	2,631	13,155	5,365	3,06	C.N.V
1 ^{er} étage	3,06	1,274	6,372	3,597	1,558	7,790	4,625	3,06	C.N.V
RDC	4,03	0,555	2,775	2,775	0,633	3,165	3,165	4,03	C.V

Remarque : Les déplacements inter étage dans les deux sens, donc on doit ajouter des voiles de contreventements dans les deux sens.

IV.8 Méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché 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.

IV.8.1 Spectre de réponse :

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du **RPA99 v2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99 v2003.

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone IIa et Groupe d'usage 2 (A = 0,15).
- Pourcentage d'amortissement critique (ξ) : Béton armé (Voiles porteurs) (ξ = 10%).
- Facteur de correction d'amortissement (η) : (η = 0,76).
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble (S3) (T1 = 0,15 s) ; (T2 = 0,50 s).
- La période fondamentale de la structure (T) : T (analytique) = 0,536 S.
- Facteur de qualité (Q) :
 - Q(x) = 1,20
 - Q(y) = 1,25
- Coefficient de comportement global de la structure (R) : (R = 3,5).

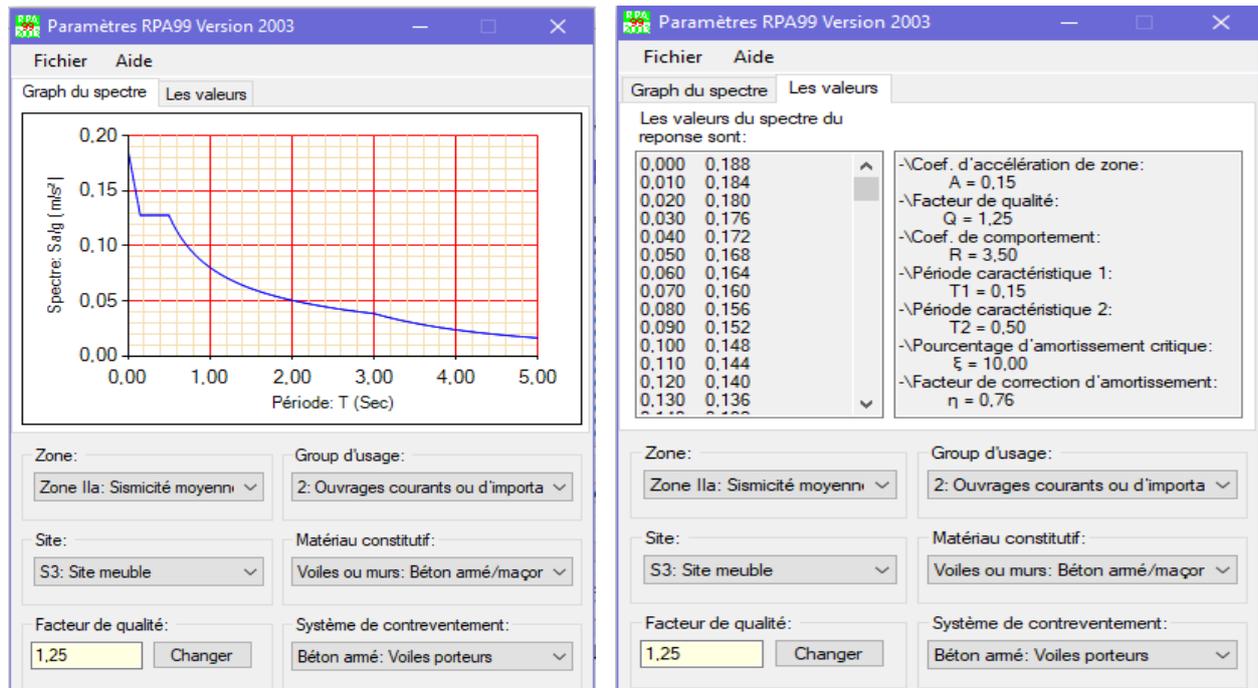


Figure IV.5 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »

IV.8.2 Les différentes dispositions des voiles :

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes pour trouver la période la plus petite, et on couple les portiques avec les voiles pour une bonne ductilité. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

La disposition des voiles est illustrée sur les figures suivantes :

Disposition Initial :

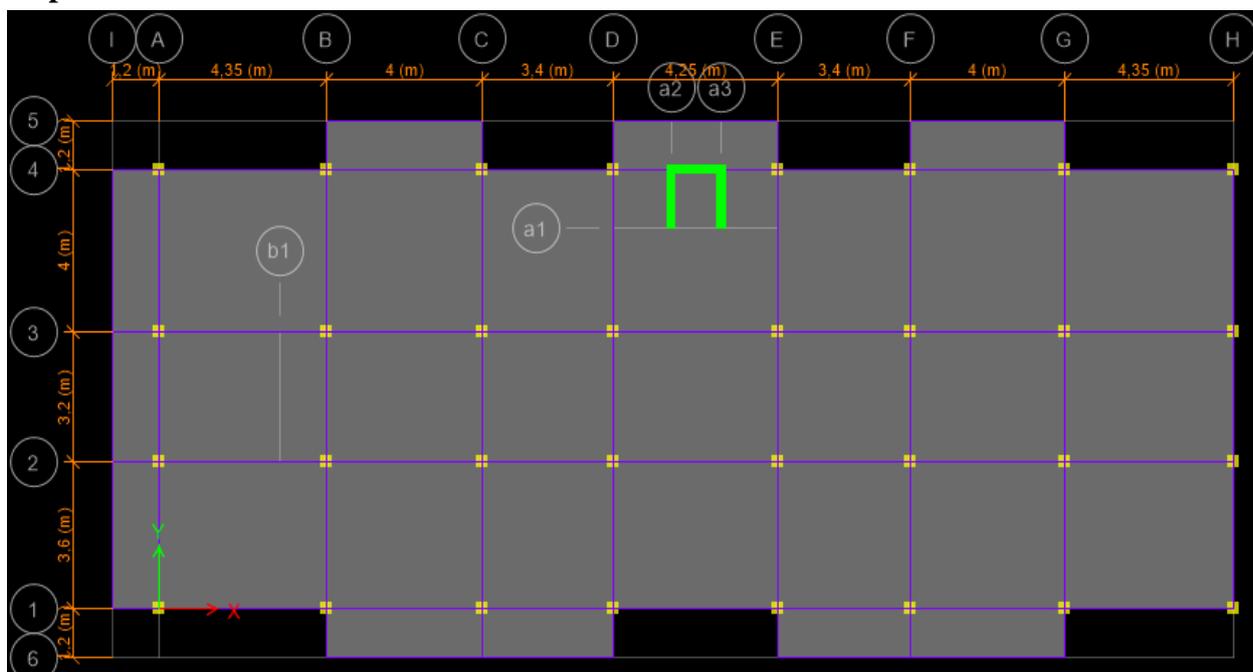


Figure IV.3: Disposition Initial

Disposition final :

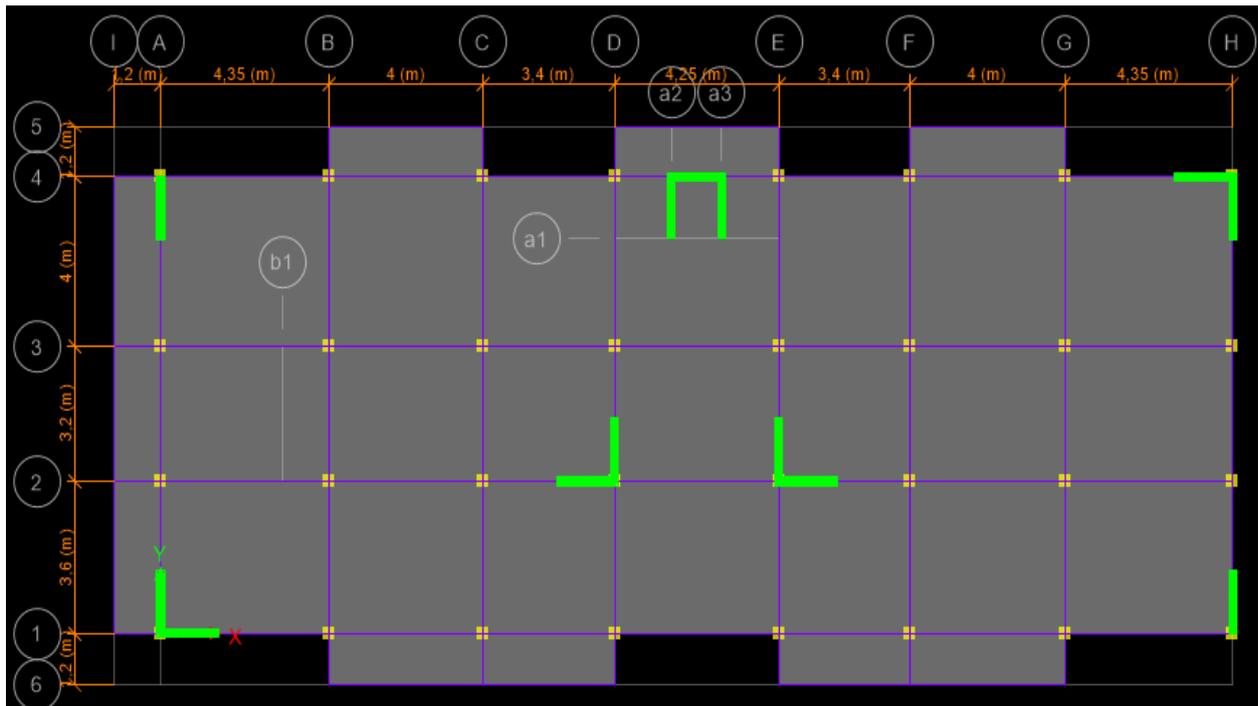


Figure IV.4: Disposition Final

- La période de chaque disposition est représentée dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Périodes de chaque disposition

Disposition	T_{num} (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Sans voiles	1,541	Rotation	Translation	Rotation
Disposition final	1,156	Translation	Translation	Rotation

D'après le RPA99 v2003, il faut comparer T_{num} avec $1,3T_{emp}$

$T_{emp} = 1,3 \times 0,536 = 0,697 \text{ s} > T_{num} = 1,151 \text{ s} \dots\dots\dots(\text{condition non vérifié})$

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (X)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (Y)

Le troisième mode est un mode de rotation.

Tableau IV.5 : Tableau de vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,156	0,6702	0,0037	0	0,6702	0,0037	0
Modal	2	1,022	0,0033	0,7624	0	0,6735	0,7661	0
Modal	3	0,945	0,1121	0,0001	0	0,7856	0,7662	0
Modal	4	0,347	0,0041	0,1295	0	0,7897	0,8957	0
Modal	5	0,315	0,0771	0,003	0	0,8668	0,8987	0
Modal	6	0,294	0,0469	0,0025	0	0,9137	0,9012	0
Modal	7	0,167	0,0116	0,0355	0	0,9254	0,9367	0
Modal	8	0,156	0,027	0,0134	0	0,9523	0,9501	0
Modal	9	0,139	0,006	0,0009	0	0,9583	0,951	0
Modal	10	0,1	0,0116	0,0085	0	0,9699	0,9595	0

IV.8.3 Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base $V_{t_{dyn}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente $V_{t_{dyn}}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 v2003, article 4.3.6].

Si $V_{t_{dyn}} < 80\% V_{t_{sta}}$ il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport 0,8 V_s/V_t .

D'après le fichier des résultats de (ETABS) on a :

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

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		80% V statique (KN)		V dynamique (KN)		V _{Dyn} > 0,8 V _{Sta}
	V _x	V _y	V _x	V _y	V _x	V _y	
	2304,417	2040,375	1843,5334	1632,2996	1915,9986	2085,1084	C.V

IV.8.4 Vérification des conditions du facteur de comportement (R) :

Dans nos précédant calcul en a pris R=3,5, donc selon le **RPA99 v2003** il faut justifier que le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

❖ **Justification des voiles sous charges verticales :**

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base de chaque étage avec le logiciel (**ETABS**) la portance des voiles

$$\text{La portance des voiles} = \frac{P_{voile}}{P_{tot}}$$

Tableau IV.8 : Vérification des sollicitations dues aux charges verticales

Niveau	P _{Voile} (KN)	P _{Etage} (KN)	$\frac{P_{Voile}}{P_{Etage}}$ (%)	> 20 %
9 ^{eme} étage	1495,5715	4576,8774	32,68	C.V
8 ^{eme} étage	3317,3486	10289,6841	32,24	C.V
7 ^{eme} étage	4997,9424	16031,6713	31,18	C.V
6 ^{eme} étage	6715,8380	21841,759	30,75	C.V
5 ^{eme} étage	8126,7050	27697,5513	29,34	C.V
4 ^{eme} étage	9783,2321	33621,444	29,10	C.V
3 ^{eme} étage	11257,6990	39477,2362	28,52	C.V
2 ^{eme} étage	12271,0505	45448,3008	27,00	C.V
1 ^{er} étage	13672,5404	51419,3653	26,59	C.V
RDC	14808,2436	56188,1226	26,35	C.V

Pour les cas globaux on a :

$$\begin{aligned} \text{La portance des voiles} &= \frac{\text{Les charge reprises par les voiles}}{\text{Le piod totale de la structure}} \\ &= \frac{14808,2436}{56188,1226} \times 100 = 26,35\% \end{aligned}$$

D'où : 26,35 % > 20 % **condition vérifier**

IV.8.5 Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99 v2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 v2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismiques.

B : La section transversale des poteaux.

f_{c28} = 30 MPa.

La combinaison (G + Q ± 1,2×E) donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	(a=b) (cm)	S (cm ²)	N _d max (KN)	ν	ν < 0,3
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	30x30	900	252,7788	0,09362	C.V
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35x35	1225	564,9202	0,15372	C.V
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	1600	1062,2509	0,22130	C.V
RDC, 1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	45x45	2025	1449,4614	0,23859	C.V

IV.8.6 Vérification des déplacements inter étage :

Selon le RPA99 v2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

Avec :

Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible : $\Delta k_{adm} = 0,01 h_e$

$\Delta k_x = \delta k_{x,k} - \delta k_{x,k-1}$ et $\Delta k_y = \delta k_{y,k} - \delta k_{y,k-1}$

$\delta k_{x,k} = R \times \delta e k_{x,k}$ et $\delta k_{y,k} = R \times \delta e k_{y,k}$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta e k_{x,k}$: Déplacement absolu selon x (à partir d'ETABS).

$\delta e k_{y,k}$: Déplacement absolu selon y (à partir d'ETABS).

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)

Niveau	h (m)	Sens X			Sens Y			$\bar{\Delta}_u$ (cm)	OBS
		$\delta^{x_{ek}}$ (cm)	δ^{x_k} (cm)	Δ^{x_k} (cm)	$\delta^{y_{ek}}$ (cm)	δ^{y_k} (cm)	Δ^{y_k} (cm)		
9 ^{eme} étage	3,06	4,650	16,275	1,250	5,364	18,774	1,555	3,06	C.V
8 ^{eme} étage	3,06	4,293	15,024	1,425	4,920	17,219	1,714	3,06	C.V
7 ^{eme} étage	3,06	3,885	13,599	1,572	4,430	15,505	1,873	3,06	C.V
6 ^{eme} étage	3,06	3,436	12,027	1,737	3,895	13,632	2,041	3,06	C.V
5 ^{eme} étage	3,06	2,940	10,290	1,806	3,312	11,591	2,145	3,06	C.V
4 ^{eme} étage	3,06	2,424	8,483	1,871	2,699	9,446	2,225	3,06	C.V
3 ^{eme} étage	3,06	1,889	6,612	1,883	2,063	7,221	2,218	3,06	C.V
2 ^{eme} étage	3,06	1,351	4,729	1,785	1,430	5,003	2,059	3,06	C.V
1 ^{er} étage	3,06	0,841	2,944	1,662	0,841	2,945	1,743	3,06	C.V
RDC	4,03	0,366	1,250	1,282	0,343	1,202	1,202	4,03	C.V

IV.8.7 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Où :

P_k : Poids total de la structure et les charges d’exploitations associées au-dessus du niveau(k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau (k) : $V_k = \sum F_i$

h_k : Hauteur de l’étage (k).

- Si $\theta_k \leq 0,1$: l’effet P- Δ peut être négligé.

- Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$: en amplifiant les efforts de l’action sismique, calculés au moyen d’une analyse élastique du 1er ordre par le facteur **1 (1- θ_k)**

- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l’effet P- Δ dans les deux sens x et y, est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau IV.11 : Vérification de l’effet P- Δ suivant x

Sens X						
Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k	≤ 0.10
9 ^{eme} etage	3,06	2528,2596	315,198803	1,250	0,03276617	C.V
8 ^{eme} etage	3,06	6279,3758	632,967873	1,425	0,04619854	C.V
7 ^{eme} etage	3,06	10007,1064	905,348807	1,572	0,0567837	C.V
6 ^{eme} etage	3,06	13758,2226	1139,84034	1,737	0,06851674	C.V
5 ^{eme} etage	3,06	17485,9533	1338,86755	1,806	0,07708112	C.V
4 ^{eme} etage	3,06	21237,0695	1515,74442	1,871	0,08566846	C.V
3 ^{eme} etage	3,06	24964,8001	1665,39943	1,883	0,0922441	C.V
2 ^{eme} etage	3,06	28692,0699	1787,00898	1,785	0,09365952	C.V
1 ^{er} etage	3,06	32419,3397	1876,79412	1,662	0,09382037	C.V
RDC	4,03	34856,5973	1915,7291	1,250	0,05643595	C.V

Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y

Sens Y						
Niveau	h_K (m)	P_K (KN)	V_K (KN)	Δ_K (cm)	θ_K	≤ 0.10
9 ^{ème} étage	3,06	2528,2596	377,72999	1,555	0,03402361	C.V
8 ^{ème} étage	3,06	6279,3758	729,17545	1,714	0,04822503	C.V
7 ^{ème} étage	3,06	10007,106	1018,1987	1,873	0,06015753	C.V
6 ^{ème} étage	3,06	13758,223	1259,3341	2,041	0,07287616	C.V
5 ^{ème} étage	3,06	17485,953	1462,6566	2,145	0,08380756	C.V
4 ^{ème} étage	3,06	21237,07	1646,3914	2,225	0,09377312	C.V
3 ^{ème} étage	3,06	24964,8	1818,763223	2,218	0,099474947	C.V
2 ^{ème} étage	3,06	28692,07	1940,7948	2,059	0,09946801	C.V
1 ^{er} étage	3,06	32419,34	2041,0104	1,743	0,09045452	C.V
RDC	4,03	34856,597	2085,1085	1,202	0,04986206	C.V

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

IV.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu effectuer l'étude dynamique de notre structure en déterminant ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations.

Une telle étude est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations (ETABS) et des références (RPA99 version 2003) qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS, a permis de vérifier plusieurs critères : Période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement.

CHPITRE V :

ETUDE DES ELÉMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction :

Après avoir fait l'étude dynamique par le logiciel **ETABS2016** dans le chapitre précédent, on a déterminé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Dans ce chapitre, on va utiliser ces efforts pour pouvoir déterminer les sections d'aciers nécessaires, afin que ces éléments puissent résister aux différentes charges auxquelles ils sont soumis. Le ferrailage sera choisi d'une façon à être conforme aux règles illustrées dans le RPA99 version 2003, BAEL91 (modifié en 1999), et aussi le CBA93.

V.2 Etude des poteaux :**V.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base et aussi à des efforts tranchants. On détermine par l'interaction des efforts normaux et des moments fléchissant les sections des armatures longitudinales, on détermine aussi les sections des armatures transversales par les efforts tranchants.

L'étude des poteaux sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (ETABS 2016), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : **RPA99 version 2003** et du (**CBA93**).

V.2.2 Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le **BAEL91**, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le **RPA99 v2003**.

- **Combinaisons durable :**

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$0.8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme

V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d}$$

Où :

T : l'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0,9b

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

- D'après le BAEL 91 : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$
- D'après le RPA99 v2003 : $\overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$
- Avec : * $\rho_d = 0,075 \Rightarrow$ si $\lambda_g \geq 5$
 * $\rho_d = 0,04 \Rightarrow$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : C'est l'élançement géométrique du béton, il est calculé par cette formule :

$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$ Avec : a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f la longueur de flambement du poteau.

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteau	B (cm ²)	b x d (cm ²)	T (KN)	τ_{bu} (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPa)	OBS
30 x 30	900	810	60,3360	0,7449	10,2	0,075	2,25	4	C.V
35 x 35	1225	1102,5	71,2475	0,6462	8,743	0,075	2,25	4	C.V
40 x 40	1600	1440	86,8500	0,6031	7,765	0,075	2,25	4	C.V
45 x 45	2025	1822,5	104,2970	0,5714	9,00	0,075	2,25	4	C.V

D'après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

V.2.4 Sollicitations à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

N max \Rightarrow M correspondant. (ELU)

M max \Rightarrow N correspondant. (G + Q \pm E (x ; y))

N min \Rightarrow M correspondant. (0.8 G \pm E (x ; y))

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 : Sollicitations des poteaux

Poteau	B (cm ²)	ELU		G + Q \pm E(x ; y)		0,8G \pm E(x ; y)	
		N (max) KN	M (cor) KN.m	N (cor) KN	M (max) KN.m	N (min) KN	M (cor) KN.m
30 x 30	900	-333,622	6,101	-83,342	77,611	26,365	17,157
35 x 35	1225	-664,497	3,751	-270,441	94,184	-49,870	30,968
40 x 40	1600	-999,179	1,869	-559,482	115,647	-65,024	32,369
45 x 45	2025	-2033,657	0,766	-1185,422	191,222	31,948	17,238

V.2.5 Calcul du ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composé, parce qu'on a un moment M et un effort normal N.

Le **RPA 99 v2003** exige que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm ($\Phi_{\min} = 12$ mm).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- Les armatures transversale doivent : $\Phi t \geq \frac{\Phi l_{max}}{3}$.

➤ **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau du (40x40) a l'ELU :

Tableau V.3 : Sollicitations du poteau (40x40)

Poteau	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
40 x 40	-999,179	1,869	86,850

On à : $S = b \times h = (40 \times 40) \text{ m}^2$

$$d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$d' = 0,1 \times h = 0,04 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

- **L'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,869}{999,179} = 0,187 \text{ cm}$$

N : Effort de compression, donc (C) sera posé au-dessus de (G)

- **Calcul du moment fictif M_{As} :**

$$M_{As} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{As} = 1,869 + 999,179 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} \right)$$

$$M_{As} = 161,737 \text{ KN.m}$$

- **Vérification du domaine :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = \frac{999,179 \times 10^3}{400 \times 400 \times 17} = 0,367 \leq 0,81$$

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0,1524 \times 0,4 = 6,096 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e \leq e_{NC}$$

Dans ce cas la section est entièrement comprimé **SEC**, Armature minimales pour les poteaux.

Voire (Annexe B)

Tableau V.4 : Ferrailage du poteau (40x40)

Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	μ_u	α	Z (cm)	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)
N _{max} ; M _{cor}	-3339,350	6,051	0,271	0,404	0,453	0	0
M _{cor} ; N _{cor}	-1958,550	262,591	0,246	0,359	0,462	0	0
N _{min} ; M _{cor}	-182,687	67,075	0,022	0,028	0,533	0	0,51

D'après le tableau la section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Alors, on va ferriller avec les min de **RPA99 v2003**.

- **Ferrailage minimal :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,8\% B = 0,8\%(40 \times 40)$$

$$A_{st \text{ min}} = 12,8 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir : Ast choisie = **12T12** = 13,57 cm².

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va le procéder avec logiciel SOCOTEC, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.5 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (ELU)

Poteau	B (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A _{st min} (cm ²)
30 x 30	900	SEC	0	0	7,2
35 x 35	1225	SEC	0	0	9,8
40 x 40	1600	SEC	0	0	12,8
45 x 45	2025	SEC	0	0	16,2

Tableau V.6 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (ELA)

Poteau	B (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A _{st min} (cm ²)
30 x 30	900	SPC	3,83	0	7,2
35 x 35	1225	SPC	2,24	0	9,8
40 x 40	1600	SEC	0	0	12,8
45 x 45	2025	SEC	0	0	16,2

Tableau V.7 : Calcul de ferrailage longitudinal des poteaux (ELA)

Poteau	B (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A _{st min} (cm ²)
30 x 30	900	SPC	1,07	0	7,2
35 x 35	1225	SPC	2,27	0	9,8
40 x 40	1600	SPC	1,78	0	12,8
45 x 45	2025	SPC	1,01	0	16,2

Tableau V.8 : Choix du ferrailage longitudinal des poteaux

Poteau	B (cm ²)	A _{st min} (cm ²)	A _{st cal} (cm ²)	Ferrailage Choisi (cm ²)
30 x 30	900	7,2	3,83	8T12 = 9,05
35 x 35	1225	9,8	2,27	4T14 + 4T12 = 10,41
40 x 40	1600	12,8	1,78	12T12 = 13,57
45 x 45	2025	16,2	1,01	12T14 = 18,47

V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements) on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (M_{ser} – N_{ser}) selon les règles

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

➤ **Acier**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi$

Avec :

- $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes

Poteau	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
30 x 30	-145,680	16,59	7,39	18	157,5	250	C.V
35 x 35	-418,845	7,067	6,52	18	97,2	250	C.V
40 x 40	-882,999	4,342	5,86	18	73,8	250	C.V
45 x 45	-1782,4	2,119	5,24	18	79,9	250	C.V

➤ **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 v2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone IIa).

$$L_r \geq (40 \times \phi) \text{ Zone (IIa)}$$

Tableau V.10 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier

ϕ (max) (mm)	$\phi 20$	$\phi 16$	$\phi 14$	$\phi 12$
L _r (calculé) (mm)	800	640	560	480
L _r (choix) (mm)	800	700	600	500

V.2.7 Calcul du ferrailage transversal :

D'après le RPA99 v2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\phi_{1 \min}, 15 \text{ cm})$ Zone (IIa)

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{1 \min}$ Zone (IIa)

Avec : (ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

➤ **Section minimale d'armature transversale :**

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ (au minimum).

On adopte les espacements suivant :

Zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15) \text{ cm}$

$$t \leq \text{Min} (12 ; 15) \text{ cm}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : $t' \leq 15 \times 1,2$

$$t' \leq 18 \text{ cm}$$

$$t' = 15 \text{ cm}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau du (40x40).

($\lambda_g = 7,765$) ; ($\rho_a = 2,50$) ; ($t = 0,10 \text{ m}$) ; ($V = 86,85 \text{ KN}$) ; ($h = 0,4 \text{ m}$) ; ($f_e = 500 \text{ MPa}$)

$$A_{t \text{ cal}} = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{2,50 \times 86850 \times 100}{400 \times 500}$$

$$A_{t \text{ cal}} = 1,09 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des armatures transversales selon RPA99 v2003 :**

$$\lambda_g = 10,2 < 5$$

On prend :

$$F(x) = Y \Rightarrow F(5) = 0,3 \% \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = 0,3 \%$$

$$A_t (\text{min}) = 0,3 \% \times t \times b = (0,3 \%) \times 0,15 \times 0,40$$

$$A_t (\text{min}) = 1,8 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Calcul de ferrailage transversal

Poteau	L_f (cm)	λ_g	ρ_a	T_u (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t cal (cm ²)	A_t min (cm ²)	Choix
30 x 30	2,142	10,2	2,50	60,3360	N	10	0,75	1,35	12T8
					C	15	1,13		
35 x 35	2,142	8,743	2,50	71,2475	N	10	0,89	1,575	12T8
					C	15	1,33		
40 x 40	2,142	7,765	2,50	86,8500	N	10	1,08	1,80	12T8
					C	15	1,63		
45 x 45	2,821	9,00	2,50	104,2970	N	10	1,75	2,025	12T8
					C	15	2,63		

Schémas de ferrailage :

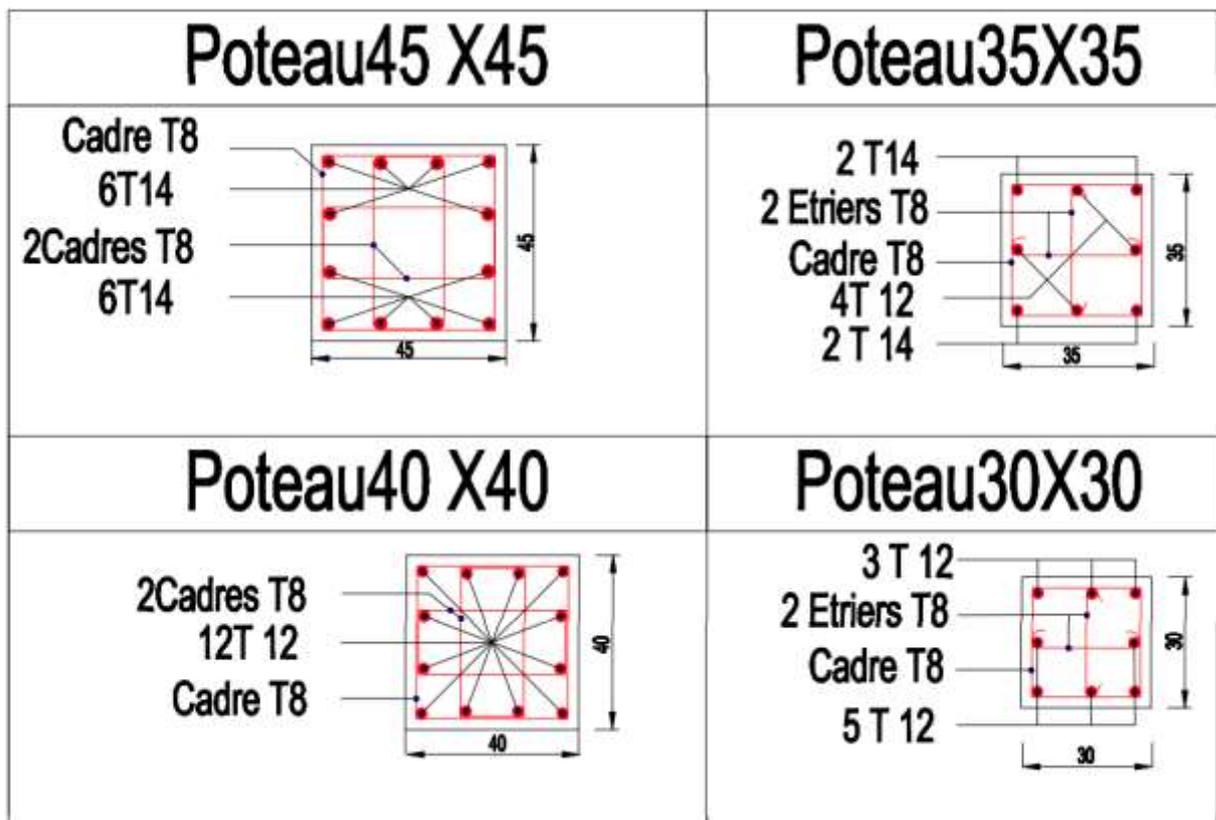


Figure V.1 : Schéma des ferrillages des poteaux

V.3 Etude des poutres :**V.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Dans notre projet on a deux types de poutres :

- **Poutres principales :** (25×40) cm²
- **Poutres secondaires :** (25×35) cm²

V.3.2 Combinaisons des charges :**➤ Combinaisons durable :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

Où : G est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation.

➤ Combinaisons accidentelles :

0.8 G ± E

G + Q ± E Où : E c'est l'action du séisme

V.3.3 Recommandations du RPA99 version 2003 :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø en zone IIa.

V.3.4 Sollicitations dans les poutres :

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12 : Sollicitations dans les poutres principales

ELU						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 40	43,55018	40,7104	2,70	67,6890	4,63
Etage courant	25 x 40	45,43488	35,7683	2,38	72,9924	5,02
1 ^{er} Etage	25 x 40	48,97923	35,3905	2,34	52,7935	3,55
G + Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 40	40,73699	35,9694	2,38	71,5112	4,91
Etage courant	25 x 40	75,64505	121,0345	8,84	141,3733	10,64
1 ^{er} Etage	25 x 40	56,31658	79,3014	5,49	100,0619	7,11
0,8Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 40	31,36415	38,1769	2,53	55,9282	3,77
Etage courant	25 x 40	72,16401	123,5862	9,06	138,5254	10,38
1 ^{er} Etage	25 x 40	51,56093	82,0960	5,71	95,8666	6,77

Tableau V.13 : Sollicitations dans les poutres secondaires

ELU						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 35	38,32415	9,7997	0,63	17,0637	1,11
Etage courant	25 x 35	39,98268	11,0250	0,71	17,9926	1,17
1 ^{er} Etage	25 x 35	43,10174	2,8183	0,18	3,6381	0,23
G + Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 35	35,84853	30,7553	2,02	48,9191	3,28
Etage courant	25 x 35	66,56764	51,55087	3,46	63,1049	4,29
1 ^{er} Etage	25 x 35	49,55859	40,4116	2,68	41,0182	2,72

0,8Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 35	27,60044	17,8381	1,16	28,3735	1,86
Etage courant	25 x 35	63,50435	29,8995	1,96	36,6203	2,42
1 ^{er} Etage	25 x 35	45,37360	23,43878	1,53	23,7462	1,55

V.3.5 Calcul des poutres :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale de la terrasse.

V.3.5.1 Calcul des armatures longitudinales :

(b = 0,25 m) ; (h = 0,40 m) ; (d = 0,9h = 0,36 m) ; (Fe = 500 MPa) ; (f_{bc} = 17 MPa)

➤ **ELU :**

- **Sur appui :** M_{trav} = 40,7104 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40,7104 \times 10^6}{250 \times 360^2 \times 17} = 0,074 < \mu_R = 0,372 \quad ; \text{ donc section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,074}) = 0,096$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 36(1 - 0,4 \times 0,096) = 34,62 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{40,7104 \times 10^3}{34,62 \times \frac{500}{1,15}} = 2,70 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 25 \times 36 \times 2,4/500 \times 10^4$$

$$A_{st} \geq 0,99 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{st \text{ trav}} = 2,70 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Armatures minimales :** Selon le RPA99 v2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 2,70 + 4,63 = 7,33 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 5 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Armatures maximales :**

- Dans la zone courante :

$$A_{\text{max}} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\text{max}} = 4\% (25 \times 40) = 40 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\text{max}} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\text{max}} = 6\% (25 \times 40) = 60 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

Sur appui : $A_s = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Sur appui :** $M_s = 29,2881 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bX^2}{2} + \eta A_{sc}(x-d') - \eta A_{st}(d-x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} + \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{4,62}{25} + \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 25 \times 36 \times 4,62}{15 \times 4,62^2}} - 1 \right)$$

$$X = 11,62 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{25 \times 11,62^3}{3} + 15 \times 4,62(36 - 11,62)^2$$

$$I = 5,426 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{29,288 \times 10^{-3} \times 0,1162}{5,426 \times 10^{-4}} = 6,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{n M_s (d-X)}{I} = \frac{15 \times 29,288 \times 10^{-3} (0,36 - 0,1024)}{5,426 \times 10^{-4}} = 197,335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 197,335 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.3.5.2 Vérification au cisaillement :

$T_u = 43,55018 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{ub}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{43,55018 \times 10^3}{250 \times 360} = 1,74 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = \min (0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable.

$\overline{\tau_u} = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}.$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Tableau V.14 : Vérification au cisaillement

Poutre Principal 25x40					
Niveau	Section (cm ²)	T max (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	25 x 40	43,55018	0,48	3	C.V
Etage C	25 x 40	75,64505	0,84	3	C.V
1 ^{er} Etage	25 x 40	56,31658	0,63	3	C.V
Poutre Secondaire 25x35					
Niveau	Section (cm ²)	T max (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification
Terrasse	25 x 35	38,32415	0,42	3	C.V
Etage C	25 x 35	66,56764	1,75	3	C.V
1 ^{er} Etage	25 x 35	45,37360	1,27	3	C.V

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

V.3.5.3 Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min \left(\frac{35}{35} ; 1,2 ; \frac{25}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min (1,14 ; 1,2 ; 2,5)$$

$$\phi t = 8 \text{ mm}$$

V.3.5.4 Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 v2003 on a :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_{min} ; 30\text{cm} \right)$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{40}{4}; 14,4; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

$$S_t' \leq \frac{40}{2} \text{ cm}$$

$$S_t' = 20 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 v2003, la longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ (en zone IIa).

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \text{ Zone (IIa)}$$

Tableau V.15 : Longueur de recouvrement calculée et choisi pour chaque type d'acier

\emptyset (max) (mm)	$\emptyset 20$	$\emptyset 16$	$\emptyset 14$	$\emptyset 12$
L_r (calculé) (mm)	800	640	560	480
L_r (choix) (mm)	800	700	600	500

Toute les choix de ferrailage et les vérifications du Calcul des poutres sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 : Choix du ferrailage longitudinal et transversal des poutres

Poutre principale 25 x 40								
Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	A _{min} (cm ²)	Travée		Appui		Φ _t (mm)	S _t Zone Nodale (mm)	S _t ' Zone Courante (mm)
		A _s cal (cm ²)	Choix	A _s cal (cm ²)	Choix			
Terrasse	5	4,91	3T14+3T12 5,56	2,70	3T14 4,62	8	15	20
Etage C	5	10,64	6T16 12,06	9,06	3T14+3T16 10,65	8	15	20
1^{er} Etage	5	7,11	3T14+3T12 8,01	5,71	6T12 6,79	8	15	20

Poutre secondaire 25 x 35								
Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	A _{min} (cm ²)	Travée		Appui		Φ _t (mm)	St Zone Nodale (cm)	St' Zone Courante (cm)
		A _s cal (cm ²)	Choix	A _s cal (cm ²)	Choix			
Terrasse	4,375	3,28	3T12 3,39	4,62	2T12 2,26	8	10	20
Etage C	4,375	4,29	5T12 5,65	6,00	5T12 5,65	8	10	20
1 ^{er} Etage	4,375	2,72	3T12 3,39	3,86	3T12 3,39	8	10	20

Tableau V.17 : Vérification des contraintes

Poutre principale 25 x 40							
Niveau	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	OBS
Terrasse	Appui	29,2881	6,27	18	197,335	250	C.V
	Travée	48,6971	5,85		163,005		C.V
Etage C	Appui	25,7326	4,20	18	78,782	250	C.V
	Travée	52,5125	8,26		143,089		C.V
RDC	Appui	25,4608	4,78	18	119,078	250	C.V
	Travée	37,9809	6,76		151,988		C.V
Poutre secondaire 25 x 35							
Niveau	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	OBS
Terrasse	Appui	7,0501	1,98	18	94,167	250	C.V
	Travée	12,2760	2,94		111,123		C.V
Etage C	Appui	7,9317	1,58	18	44,144	250	C.V
	Travée	12,9443	2,59		72,042		C.V
1 ^{er} Etage	Appui	2,0276	0,49	18	18,354	250	C.V
	Travée	2,6173	0,63		23,692		C.V

V.3.5.5 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :

Appui entravée de rive $h \leq \frac{L_{max}}{4}$

Appui entravée intermédiaire $h \leq \frac{L_{max}}{5}$

Avec : $L = \max (L_{gauche} ; L_{droite})$.

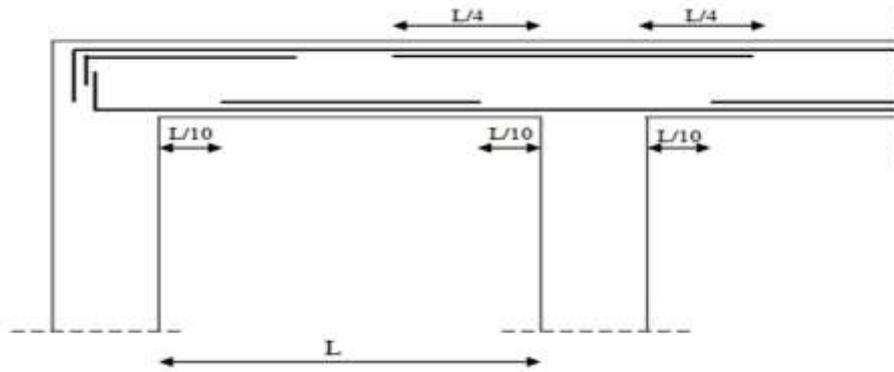


Figure V.2 : Arrêt des barres

➤ Schémas de ferrailage :

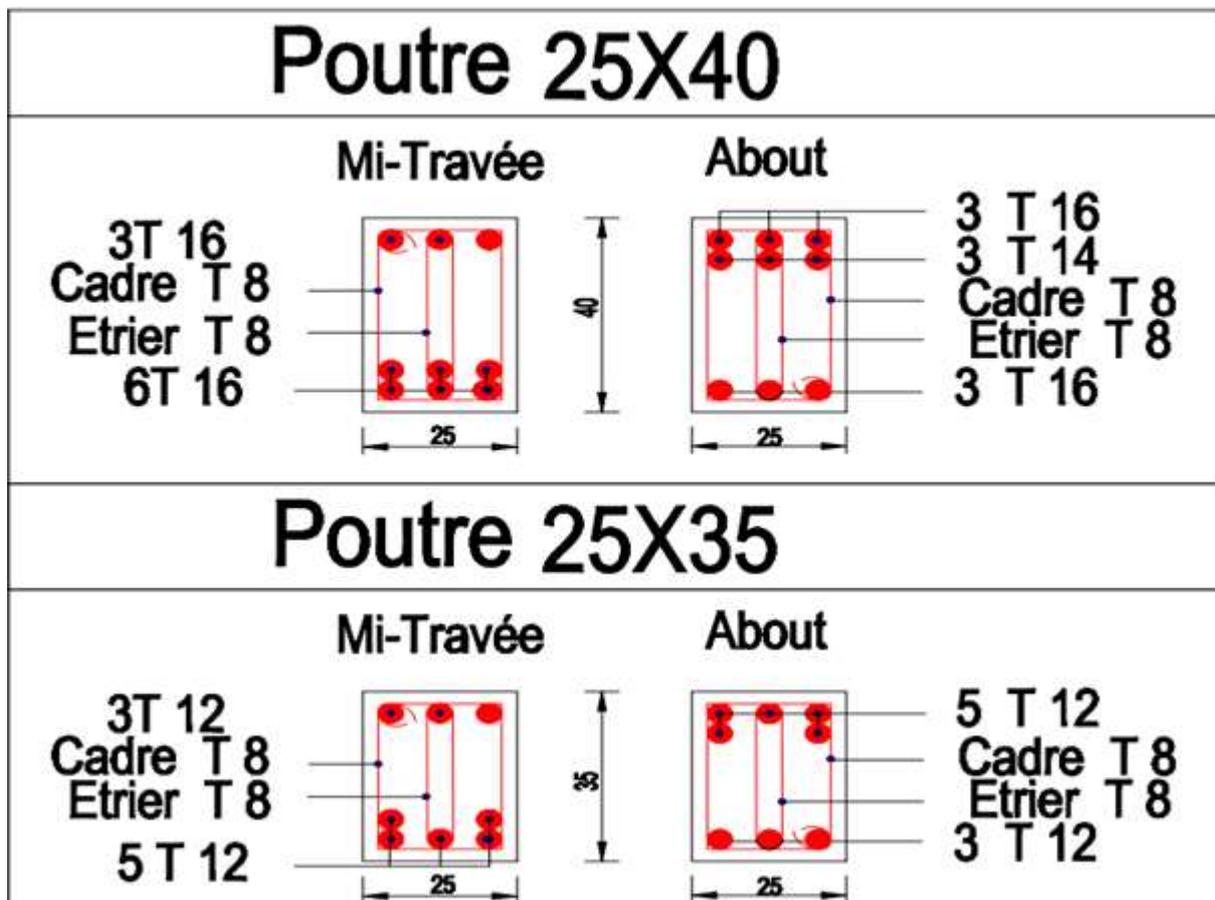


Figure V.3 : Les schémas de ferrailage des poutres

V.4 Étude des voiles :

V.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

- **Le rôle des voiles de contreventement :**

L'utilisation des voiles en béton armé, pour la construction des structures dans les zones sismiques, est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99 v2003.

Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Eloigner la possibilité d'instabilité.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

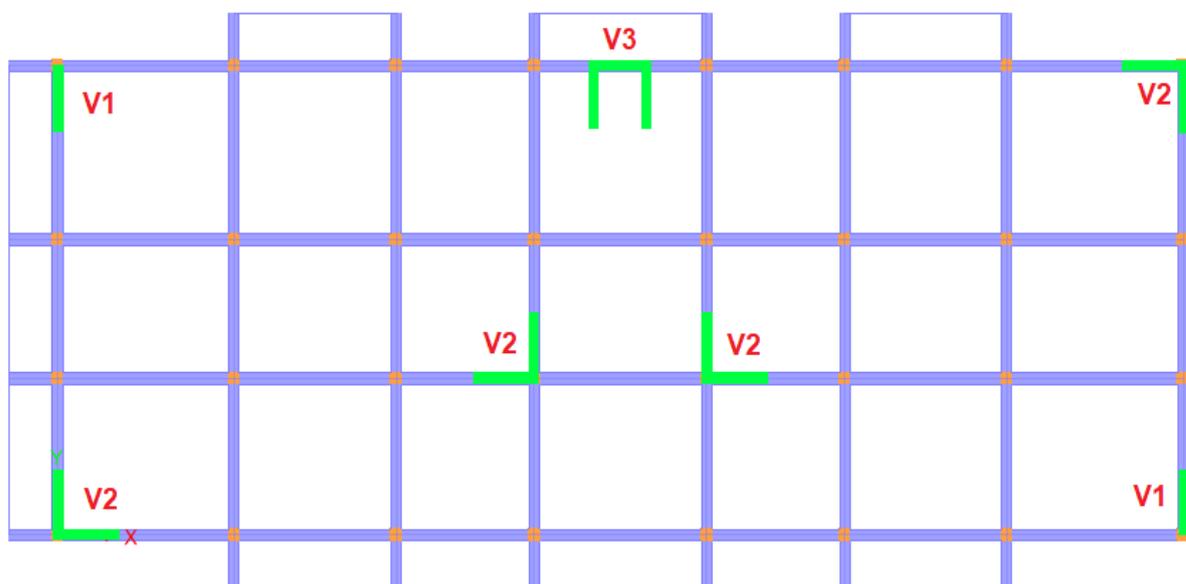


Figure V.4 : Disposition des voiles

Et puisque la disposition est symétrique on a décidé de grouper les 24 voiles comme suit :

Tableau V.18 : Les groupes de voiles et leurs dimensions

Les voiles	Les longueurs (m)	Epaisseurs (cm)	Groupe
1	1,50	20	V1
2	1,50	20	V2
3	1,60	20	V3

V.4.2 Armatures verticales :

Le calcul se fait à la flexion composée, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

V : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

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 " SPC.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 v2003.

$A_{min} = 0,15\% \cdot e.L$

- **2^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée " SET.

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **RPA 99 v2003**.

- Si $A_v < A_{min} = 0,15\% \cdot e.L$, on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- 3^{ème} cas :

Si (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée SPC.

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.3 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Øl.

➤ **Remarque :** Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$A_{\min} = 0,15 \% (e \times l)$: Dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0,10 \% (e \times l)$: Dans la zone courante.

V.4.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 v2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.4.5 Diamètre max des armatures :

D'après le RPA99, il faut que le diamètre $D \leq a/10$ (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile

$$D \leq 20/10 \rightarrow D \leq 2 \text{ cm}$$

V.4.6 Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 v2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 \times e, 30) \text{ cm}$$

On a :

$$S \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 20 \text{ cm}$.

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera :

$$S' = S/2 = 20/2 \Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement égal à 10 cm.

V.4.7 Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99 v2003 : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau_b = \frac{1,4 \times T}{b_0 \times d}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa ; } \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa.}$$

V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

b₀ : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile d = 0,9 h

h : Hauteur totale de la section brute.

Tableau V.19 : Vérification des voiles au cisaillement

Voile	V _{max} (KN)	τ _b (MPa)	τ̄ _b (MPa)	OBS
V1	1147,5493	2,424	6	C.V
V2	1181,5993	2,501	6	C.V
V3	1033,4573	1,558	6	C.V

D'après le tableau on remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux.

V.4.8 Calcule de ferrailage :

- **Exemple de calcul :**

On va prendre comme exemple le voile V1 du RDC.

V.4.8.1 Déterminations des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016 :

Tableau V.20 : Sollicitations dans les voiles

ELU			
Voile	V1	V2	V3
M_{\max} (KN.m)	47,8034	97,0886	72,789
N_{cor} (KN)	-1438,6215	-2311,7529	-2722,4950
G + Q ± E(x ; y)			
Voile	V1	V2	V3
M_{\max} (KN.m)	1026,7128	1402,5405	570,5846
N_{cor} (KN)	-789,2054	-3029,1846	-393,9215
0,8G ± E(x ; y)			
Voile	V1	V2	V3
M_{\max} (KN.m)	1017,0172	1391,0629	568,3957
N_{cor} (KN)	-357,3815	-2633,2503	-55,4596

V.4.8.2 Armatures horizontales :

Méthode de calcul des armatures horizontales :

D'après le (CBA93) :

$$A_h = \frac{e \times \gamma_s \times s_t \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_{tj})}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après.

($\gamma_s = 1,15$ Cas général) ; ($f_e = 500$ MPa) ; ($\alpha = 90^\circ$ Armatures droites).

- V1 du RDC :

$$A_h \geq \frac{20 \times 1,15 \times 20 \times (2,424 - 0,3 \times 0 \times 2,4)}{0,9 \times 500 \times (1)} = 2,32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Selon RPA 99 v2003), on prend le même ferrailage que les armatures verticales

$$A_{h(\text{min-RPA})} = 0,15\% \times 20 \times 150 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les ferrailages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.21 : Résultat de ferrailage horizontale

Voiles	V1	V2	V3
h (m)	3,68	3,68	3,68
d (m)	1,50	1,50	1,60
e (m)	0,20	0,20	0,20
τ (MPa)	2,424	2,501	1,558
S_t (cm)	20	20	20
A_{hcal} (cm ² /ml)	2,48	2,56	1,59
A_{min} (cm ² /ml)	4,5	4,5	4,8
A_h (cm ² /ml)	4,5	4,5	4,8
Choix (ml)	5T12	5T12	5T12

V.4.8.3 Armatures verticales :

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

D'où :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 1,5^3}{12} = 0,05625 \text{ m}^4$$

$$A = e \times L = 0,20 \times 1,50 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{789,2054}{0,3} + \frac{1026,7128 \times 0,75}{0,05625} = 16,32 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{789,2054}{0,3} - \frac{1026,7128 \times 0,75}{0,05625} = -11,059 \text{ MPa} < 0$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

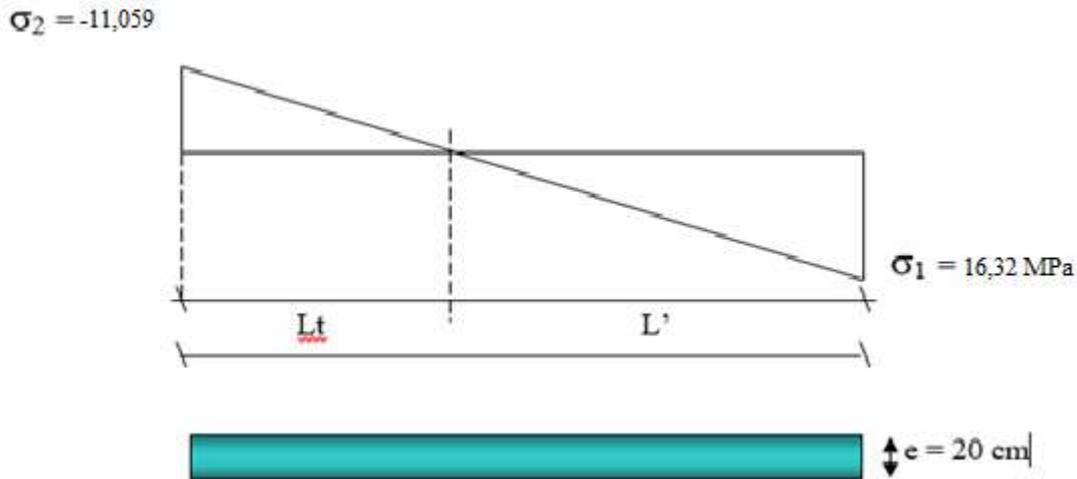


Figure V.5 : Les contraintes sur le voile

• Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1,5 \times \left(\frac{11,059}{11,059 + 16,32} \right) = 0,607 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 1,5 - 0,606 = 0,894 \text{ m}$$

$$d_1 \leq \min(h_e/2 ; (2/3) \times L') = \min(3/2 ; (2/3) \times 0,894) = 0,596 \text{ m}$$

$d_1 < L_t$ donc d dans la zone tendue alors $\sigma_2' \neq 0$

$$d_2 = L_t - d_1 = 0,606 - 0,596 = 0,01 \text{ m}$$

$$\sigma_2' = \frac{\sigma_2}{L_t} \times (d_2) = \frac{11,059}{0,606} \times (0,1) = 0,182 \text{ MPa}$$

$$A' = 0,2 \times 0,01 = 0,002 \text{ m}^2$$

D'où :

$$N_1 = A' \times (\sigma_2 + \sigma_2')/2 \Rightarrow N_1 = -11241 \text{ KN}$$

$$N_2 = A' \times (\sigma_2' + 0)/2 \Rightarrow N_2 = -182 \text{ KN}$$

Avec :

$$AS = \frac{N}{f_e}$$

$$AS_1 = \frac{N}{f_e} = \frac{11241}{500} = 22,48 \text{ cm}^2$$

$$AS_2 = \frac{N}{f_e} = \frac{182}{500} = 0,364 \text{ cm}^2$$

$$AS = AS_1 + AS_2 = 22,484 \text{ cm}^2$$

$$A_S / \text{ml/nappe} = 22,484 / (2 \times 0,606) = 18,55 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales de RPA99 v2003 :**

D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0,20\% \text{ e } L_t$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 20 \times 60,6 = 2,424 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/nappe} = 2,48 / (2 \times 0,606) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml/nappe}.$$

- **Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 2 \times 1500 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{ml/nappe} = 4,5 / (2 \times 1,5) = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml/nappe}.$$

Donc : $A_{SV} = \max (A_S ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 18,55 \text{ cm}^2.$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_S = 2 \times 18,55 \times (1,5/2) = 27,825 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1,5e, 30) = 30 \text{ cm}.$

Soit : $S_t = 15,5 \text{ cm}.$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 7,75 \text{ cm}.$

Tableau V.22 : Résultat de ferrailage verticale

VOILE	V1	V2	V3
Largeur e (cm)	20	20	20
longueur L (m)	1,50	1,50	1,60
σ_1	16,32	28,798	9,428
σ_2	-11,059	-8,603	-6,802
Section	SPC	SPC	SPC
L_t (m)	0,606	0,345	0,671
L_c (m)	0,894	1,155	0,929
d1 (m)	0,596	0,770	0,619
d2 (m)	0,01	0	0,052
σ_2'	0,182	0	0
N1 (KN)	-11241	-8744,58	-6913,94

N ₂ (KN)	-182	0	-946,4
A _{S1} (cm ²)	22,484	17,49	13,828
A _{S2} (cm ²)	0,364	0	1,893
A _{S1} +A _{S2} (cm ²)	22,15	11,36	15,72
A _S cal (cm ² /ml /face)	18,55	7,46	12,70
A _S RPA (cm ² /ml /face)	2	2	2
A _S min (cm ² /ml /face)	1,5	1,5	1,6
A _S (cm ² /face)	26,79	17,04	20,32
Choix (face)	9T20	9T16	7T20
st courante cm	15,5	15,5	22,5
st d'about cm	7,75	7,75	11,25

➤ Schémas de ferrailage :

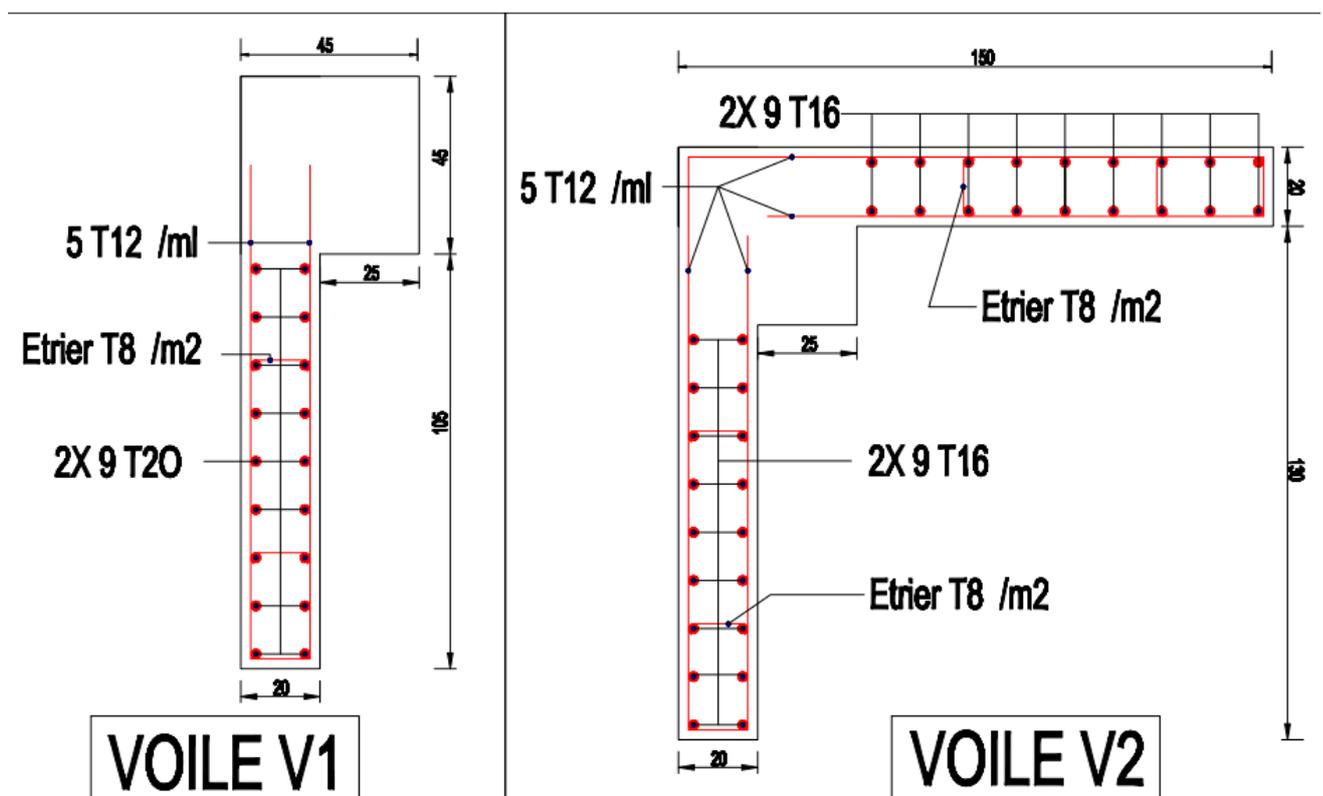


Figure V.6 : Les schémas de ferrailage de voile (V1 et V2)

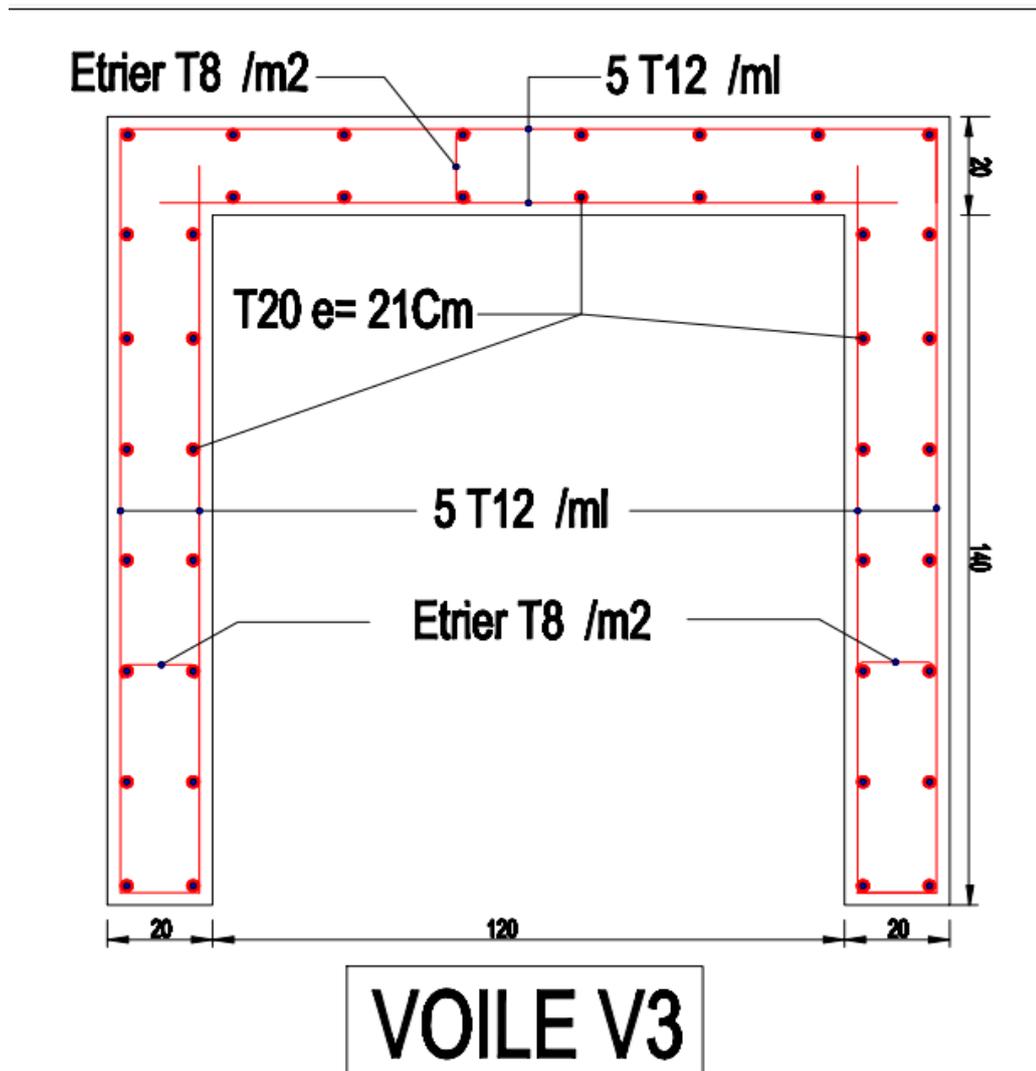


Figure V.7 : Les schémas de ferrailage de voile (V3)

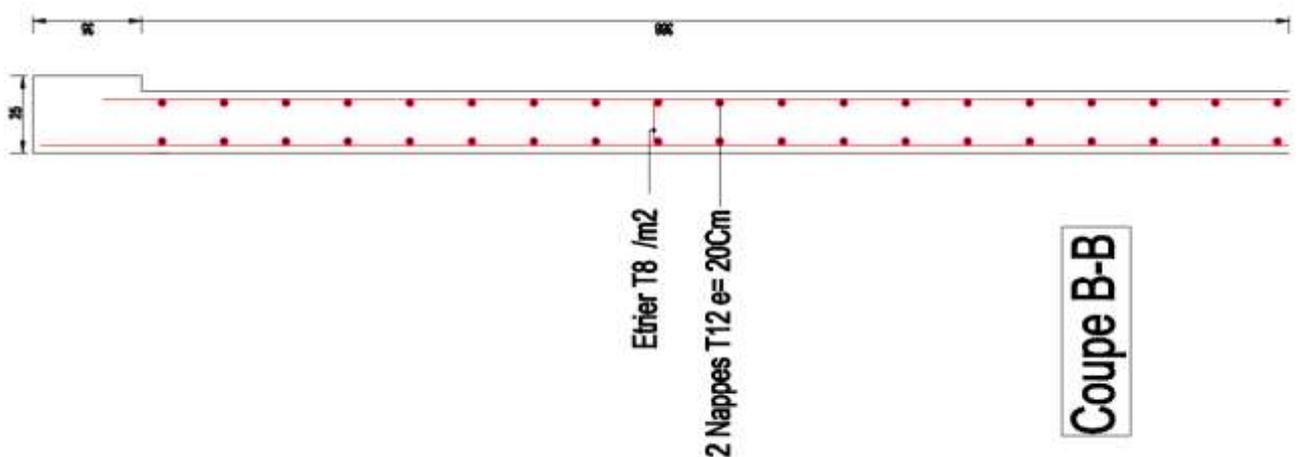


Figure V.8 : Les schémas de ferrailage horizontal des voiles (V1/V2/V3)

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure par les éléments de la structure (poteaux, poutres, murs, voiles), soit directement (le cas des semelles reposant sur le sol ou le cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (le cas des semelles sur pieux ou puits). Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Hypothèses de calcul :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

VI.3 Choix du type de fondation :

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (pieux).

La détermination des ouvrages de fondation est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Caractéristiques du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- Solution économique et facilité de la réalisation.
- Stabilité total des bâtiments.

a) Choix :

Pour le choix du type de fondation, il faut vérifier la formule dans le tableau suivant (Cour des fondations université USTHB) :

Tableau VI.1 : Justification du choix des fondations

	%	Choix
$\frac{S_{Ser}}{S_{Batiment}}$	≤ 20	Semelle isolée
	$20 \leq -- \leq 50$	Semelle filante
	≥ 50	Radier général

$$\frac{S_{Ser}}{S_{Batiment}} \geq 50 \%$$

D'où :

$S_{Batiment}$: La surface du bâtiment ; $S_{Batiment} = 28 \times 11,2 = 314 \text{ m}^2$

S_{Ser} : La surface totale des semelles a l'ELS $S_{Ser} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}$

Le poids propre de fondation est prié comme 10% de poids propre de toute la structure

Avec : $G = 35013,40 \text{ KN}$; $Q = 5946,70 \text{ KN}$; $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$

$N = 1,1G + Q = 1,1(35013,40) + 5946,70 = 44461,44 \text{ KN}$

On prend ($N = 44461,44 \text{ KN}$) :

$$S_{Ser} \geq \frac{44461,44}{200} = 222,31 \text{ m}^2$$

On se trouve :

$$\frac{S_{Ser}}{S_{Batiment}} = \frac{222,31}{314} \times 100 = 70,80 \%$$

D'où : $70,80 \% \geq 50\%$

Donc on adopte un radier général.

VI.4 Etude du radier général :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage, en fonction de la taille de l'immeuble à construire et le type de sol, il existe plusieurs types du radier, dont le radier plat d'épaisseur constante, le radier nervuré, le radier champignon et le radier voûté.

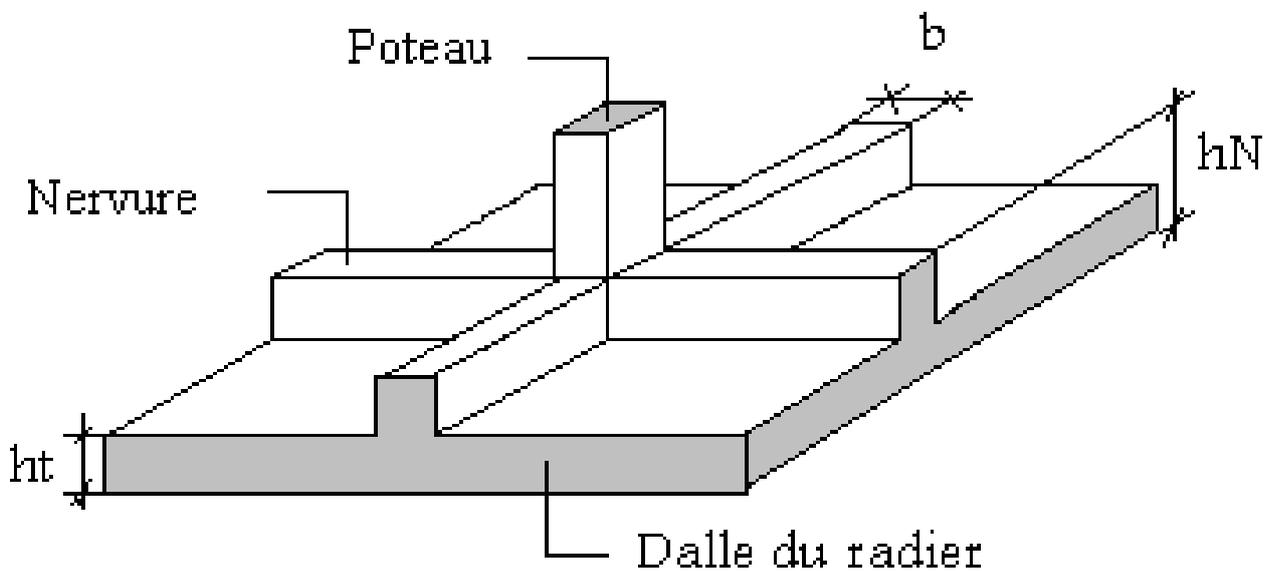


Figure VI.1 : Schéma d'un radier général

VI.4.1 Pré-dimensionnement du radier :**a) Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux. ($L = 4,35$ m)

$$\Rightarrow h_1 \geq 21,75 \text{ cm}$$

On adopte $h_1 = 25$ cm

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$

$N_u = 60914,95$ KN ; $L = 4,35$ m ; $b = 1$ m

$$\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} b (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 35,93 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 40 \text{ cm}$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1, h_2) = 40$ cm

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40$ cm

b) Nervures :

La hauteur de nervure du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on prend } b = 43,5 \text{ cm}$$

On adopte $b = 45$ cm.

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{max} = 4,35 \text{ m}$; $29 \text{ cm} < h_n < 43,5 \text{ cm}$

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

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 11496,76 \text{ MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4,35\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{11496,76}} = 0,85 \text{ m}$$

On a : $h_n \geq 85 \text{ cm} \Rightarrow 90 \text{ cm}$

On prend : $h_n = 110 \text{ cm}$

Le choix final :

On opte pour une hauteur de la nervure ($h_n = 110 \text{ cm}$) et une largeur ($b_n = 45 \text{ cm}$).

On opte pour une hauteur du radier ($h_t = 40 \text{ cm}$).

Remarque : Plusieurs choix des dimensions sont établis, et on a choisi celles qui ont vérifié toutes les conditions.

VI.4.2 Caractéristiques géométriques du radier :

• **Position du centre de gravité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 14 \text{ m} \\ Y_G = 5,6 \text{ m} \end{array} \right.$$

- **Moments d'inertie :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX} = 20488,53 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 3278,17 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

VI.4.3 Vérifications Nécessaires :

VI.4.3.1 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de l'ouvrage vis à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement du aux forces sismique.

M_0 : Moment à la base de la structure.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 \times h$$

V_0 ; L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

- **Sens x-x :**

$$M_0 = 2857,42 \text{ KN.m} ; V_0 = 1915,99 \text{ KN}$$

$$h = h_e + h_n = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 5731,41 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a :

$$N_{G1} = 35013,40 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = \rho b (S \times h + L_{N \text{ tot}} \times b_N \times h_N) = 25(125,60 + 221,80) = 8685 \text{ KN}$$

$$N_Q = 5946,70 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = 49645,1 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot X_G = 695031,40 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12,26 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

• **Sens y-y :**

$$M_0 = 2837,44 \text{ KN.m} ; V_0 = 2085,11 \text{ KN} ; h = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 5965,11 \text{ KN.m}$$

$$N = 49645,1 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot Y_G = 278012,56 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4,66 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

• **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.4.3.2 Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a) Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{49645,1}{314} = 158,11 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{Sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie pour l'ELS et l'ELU que :

σ_1 : ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{Sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Rester toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

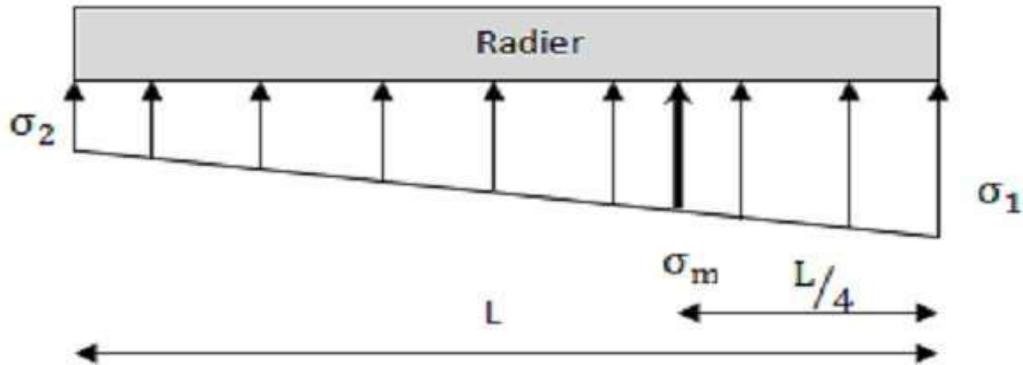


Figure VI.2 : Contraintes sous le radier

➤ **ELU :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 67927,89 \text{ KN}$$

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m)
Sens x-x	291,71	159,82	258,73
Sens y-y	268,77	183,81	247,53
Verification	$\sigma_{1max} < 1,5\sigma_{Sol} = 300$	$\sigma_{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

$$\sigma_{u(x)} = 258,73 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{u(y)} = 247,53 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_{Sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = G + Q = 49645,1 \text{ KN}$$

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m)
Sens x-x	223,05	91,17	190,08
Sens y-y	205,59	110,63	181,85
Verification	$\sigma_{1max} < 1,5\sigma_{Sol} = 300$	$\sigma_{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.4.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

a) Ferrailage de la dalle du radier

- **Valeur de la pression sous radier**

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 258,73 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 190,08 \text{ N/m}$$

- **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre (04) cotés.

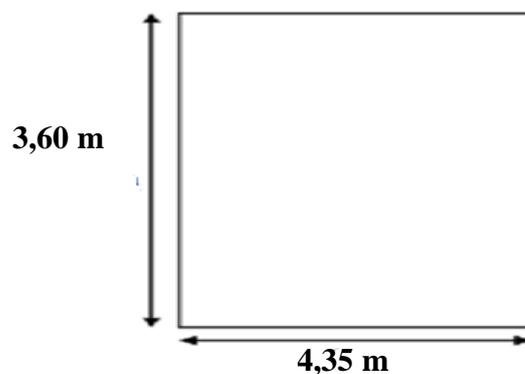


Figure VI.3 : Panneau de la dalle du radier

- **Calcul des moments :**

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y q L^2$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

ν : Coefficient de poisson

0 à l'ELU

0,2 à l'ELS

- **Panneau de rive :**

Moment en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

▪ **Panneau intermédiaire :**

Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 M_x$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

Moment en appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

Si $\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

Avec : $M_o = \frac{q \cdot l^2}{8}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = 0,92 \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0437 \times 258,73 \times (4,00)^2 = 180,90 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,8251 \times 180,90 = 149,26 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 153,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 126,87 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 90,45 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de ferrailage de la dalle :**

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Section minimale :

Sens y-y : $8\% b \cdot h = 3,2 \text{ cm}^2$;

Sens x-x : $A_{s \min} = 1,2 (A_{\min \text{ suivant y-y}}) = 3,84 \text{ cm}^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier

Position	Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{scal} (cm ² /ml)	Choix	A_{sdp} (cm ² /ml)	Esp (cm)
Travée	x-x	153,77	0,070	0,091	34,70	10,19	6T16	12,06	20
	y-y	126,87	0,058	0,059	35,15	8,30	6T14	9,24	
Appuis	x-x	90,45	0,041	0,052	35,25	5,90	6T12	6,79	20
	y-y	90,45	0,041	0,052	35,25	5,90	6T12	6,79	

$$Esp \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min} (4h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (160\text{cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Aux appui :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On opte $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Vérification nécessaire :**

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0,23bd \frac{ft28}{fe} = 4,97 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 3,97, \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ adopté} = 6,79 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Min} (0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$T_u = q_u L / 2 = \frac{258,73 \times 6,5}{2} = 562,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{563,72 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

b) Ferrailage des nervures

- **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

On a : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85 M_0$

En appuis : $M_a = 0,5 M_0$

- **Calcul des armateurs longitudinales :**

$b = 45 \text{ cm} ; h = 110 \text{ cm} ; e = 5 \text{ cm} ; d = h - e = 105 \text{ cm}$

Sens porteur : $L = 4,35 \text{ m} ; q = 258,73 \text{ KN/m}$

Tableau VI.5 : Ferrailage des nervures (sens x-x)

Position	M_u (KN.m)	μ	α	Z	$A_s \text{ cal}$ (cm^2)	Choix	$A_s \text{ adp}$ (cm^2)
Travée	520,18	0,062	0,079	101,68	11,76	4T20	12,57
Appuis	304,99	0,036	0,046	103,07	7,00	4T20	12,57

Sens non porteur : $L = 4,00 \text{ m} ; q = 247,52 \text{ KN/m}$

Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens y-y)

Position	M _u (KN.m)	μ	α	Z	AS cal (cm ²)	Choix	AS adp (cm ²)
Travée	420,78	0,049	0,064	102,31	9,45	4T20	12,57
Appuis	247,52	0,029	0,037	103,43	5,50	4T20	12,57

- Vérification nécessaire :

Condition de non fragilité :

$$A_s \text{ min} = 0,23b.d \frac{ft28}{f_e} = 5,22 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.7 : Vérification de la condition de non fragilité

Sens x-x			
Position	AS adp (cm ²)	AS min (cm ²)	Vérification
Travée	12,31	5,22	C.V
Appuis	12,31	5,22	C.V
Sens y-y			
Position	AS adp (cm ²)	AS min (cm ²)	Vérification
Travée	10,31	5,22	C.V
Appuis	9,05	5,22	C.V

Vérification des contraintes à ELS :

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens x-x									
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vér
Travée	382,16	12,57	25,54	1415752,98	6,89	18	231,66	250	C.V
Appuis	224,80	12,57	25,54	1415752,98	4,05	18	136,27		C.V
Sens y-y									
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vér
Travée	309,15	12,57	42,61	8948262,13	5,89	18	222,30	250	C.V
Appuis	181,85	12,57	34,38	5939285,56	4,05	18	148,30		C.V

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_U = q_u L / 2 = \frac{258,73 \times 4,35}{2} = 562,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{562,73 \times 10^3}{1000 \times 1050} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

- **Armatures transversales :**

BAEL 91 modifié 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (k = 1 \text{ pas de risque de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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

RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right) = 19,2 \text{ cm} \dots\dots \text{zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 80 \text{ cm} \dots\dots \text{zone courant.}$$

Avec :

$$\phi_1 \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; \tau_u = 0,54 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 105 \text{ cm} \quad e = 5 \text{ cm.}$$

On trouve :

$$S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots \text{zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots\dots \text{zone courant.}$$

Tableau VI.9 : Choix des armatures transversale

Section	Zone	S _t (cm)	ϕ _t	A _t cal (cm ²)	Choix	A _t (cm ²)
45x110	Courant	30	1,6	6,3	6T12	6,65
	Nodale	15		3,15	5T12	5,65

• Armateur de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h = 110 \text{ cm}$

$A_p = 3 \times 1,10 = 3,3 \text{ cm}^2$

On choisit : $A_p = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ Schéma de ferrailage :

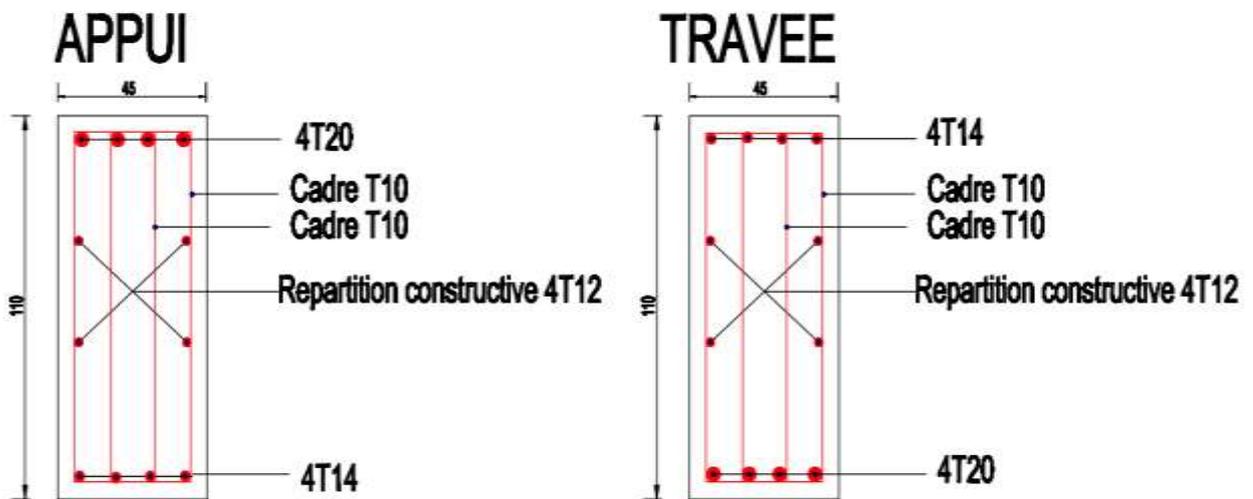


Figure VI.4 : Ferrailage de la nervure dans le sens x-x

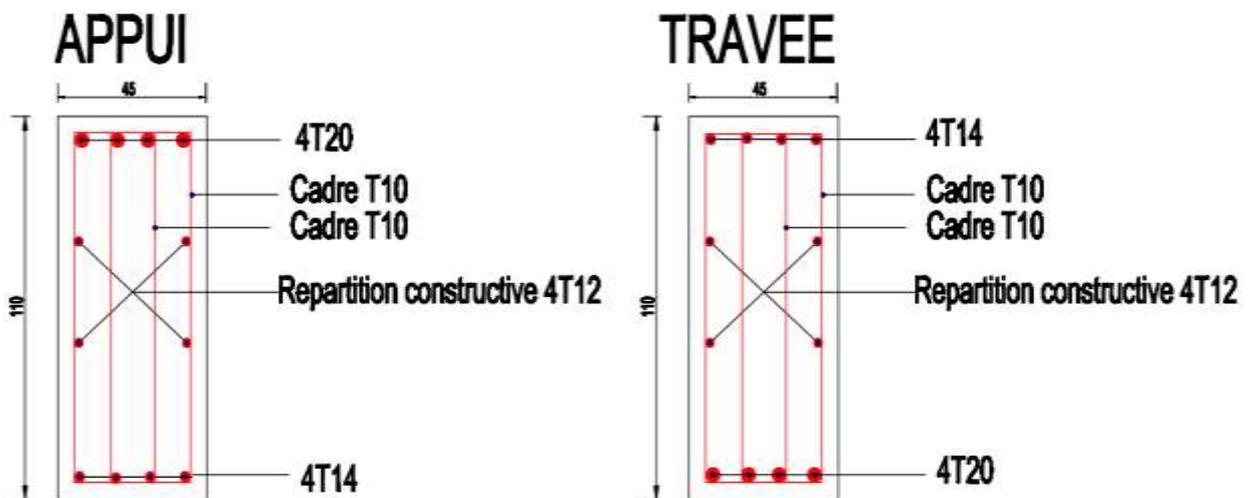


Figure VI.5 : Ferrailage de la nervure dans le sens y-y

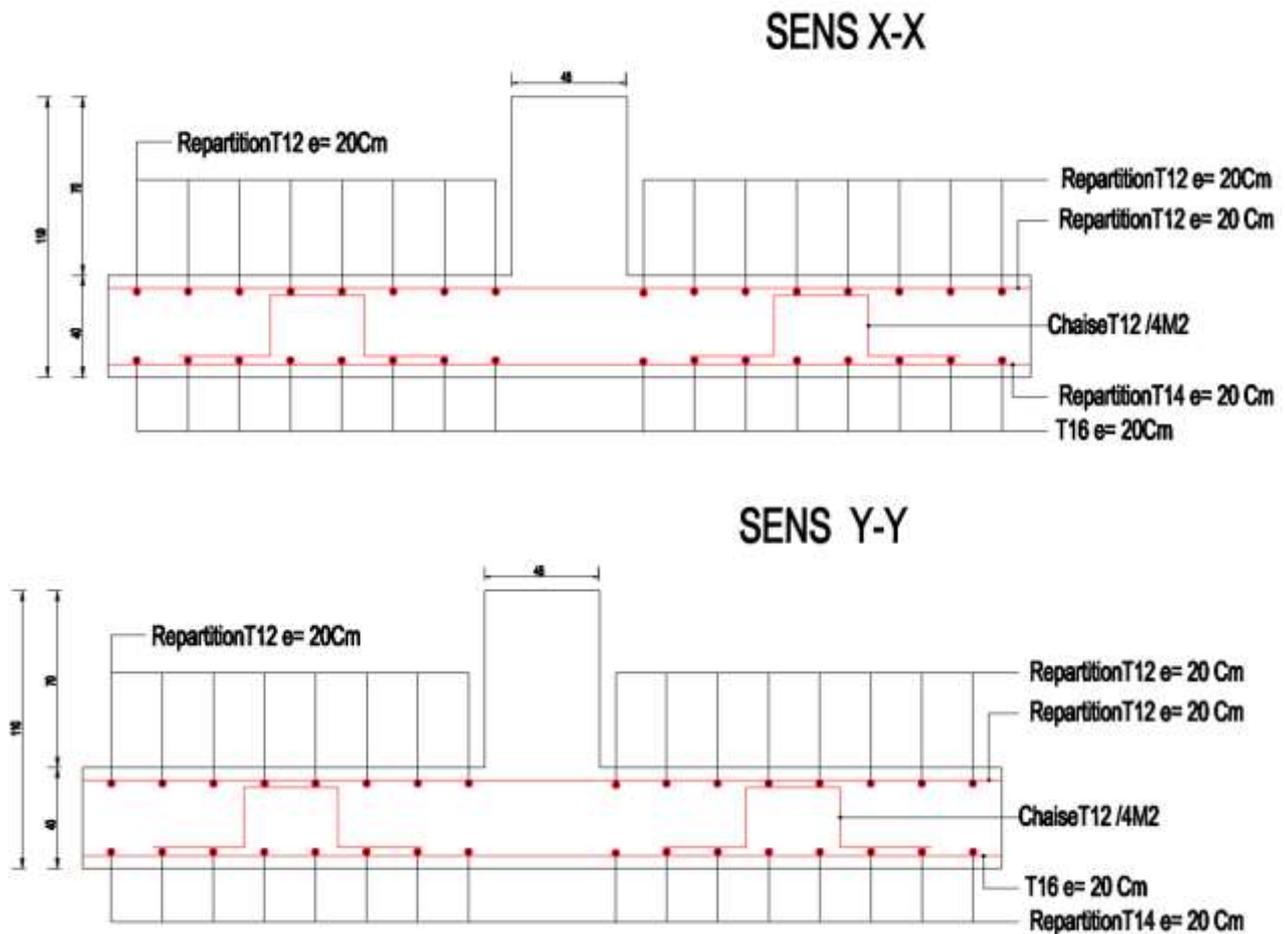


Figure VI.6 : Ferrailage de la dalle

VI.5 Conclusion :

L'étude géotechnique du sol est une étape importante pour la réalisation d'une bonne fondation, elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondations.

Nos données nous a permis de choisir le radier général comme type de fondations convenable, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée.

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique.

Les objectifs de ce mémoire étaient, un dimensionnement détaillé de tous les éléments constitutants, la recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

En effet, cette étude vise à identifier toutes les données et logiciel de calcul (ETABS 2016 ; Auto CAD, MS Project), ainsi que les règlements et les ressources génie civil (RPA99 version 2003, DTR, BAEL91) ayant un impact direct sur le choix de la solution immobilière, le budget, les délais, le scénario de réalisation et le design ainsi que sur la qualité et les performances recherchées.

Nous nous sommes donc intéressées en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq années d'étude sur l'ouvrage à étudier. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99 v2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment.

Ce projet a permis aussi d'effectuer l'analyse sismique d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité moyenne (zone IIa). Une modélisation 3D sur le logiciel ETABS 2016 a dû être effectuée, pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait placer aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure.

A cause de l'importance des charges transmises par la structure au sol qui est de moyenne portance, on a considéré l'infrastructure comme un radier général pour obtenir une bonne stabilité de la structure.

Pour terminer, nous ne prétendons pas avoir résolu le problème posé dans son intégralité, mais nous sommes, par ailleurs, convaincues que le travail élaboré n'est qu'une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[1] [C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé, 1993.

[2] [BAEL, 91] Jean-Pierre Mougín, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[3] [D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation.

[4] [R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne, version 2003.

[5] [PRATIQUE DU BAEL 91] Jean Percha, Jean Roux, Cours avec exercices corrigés, Quatrième Édition.

[6] Mémoire de **Mohammed el Hadi BOUCHAOUR, Sid Ahmed MEHADJI Ayoub.** « ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT :2 SOUS SOL + RDC +15 EN BETON ARME. » Université Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.

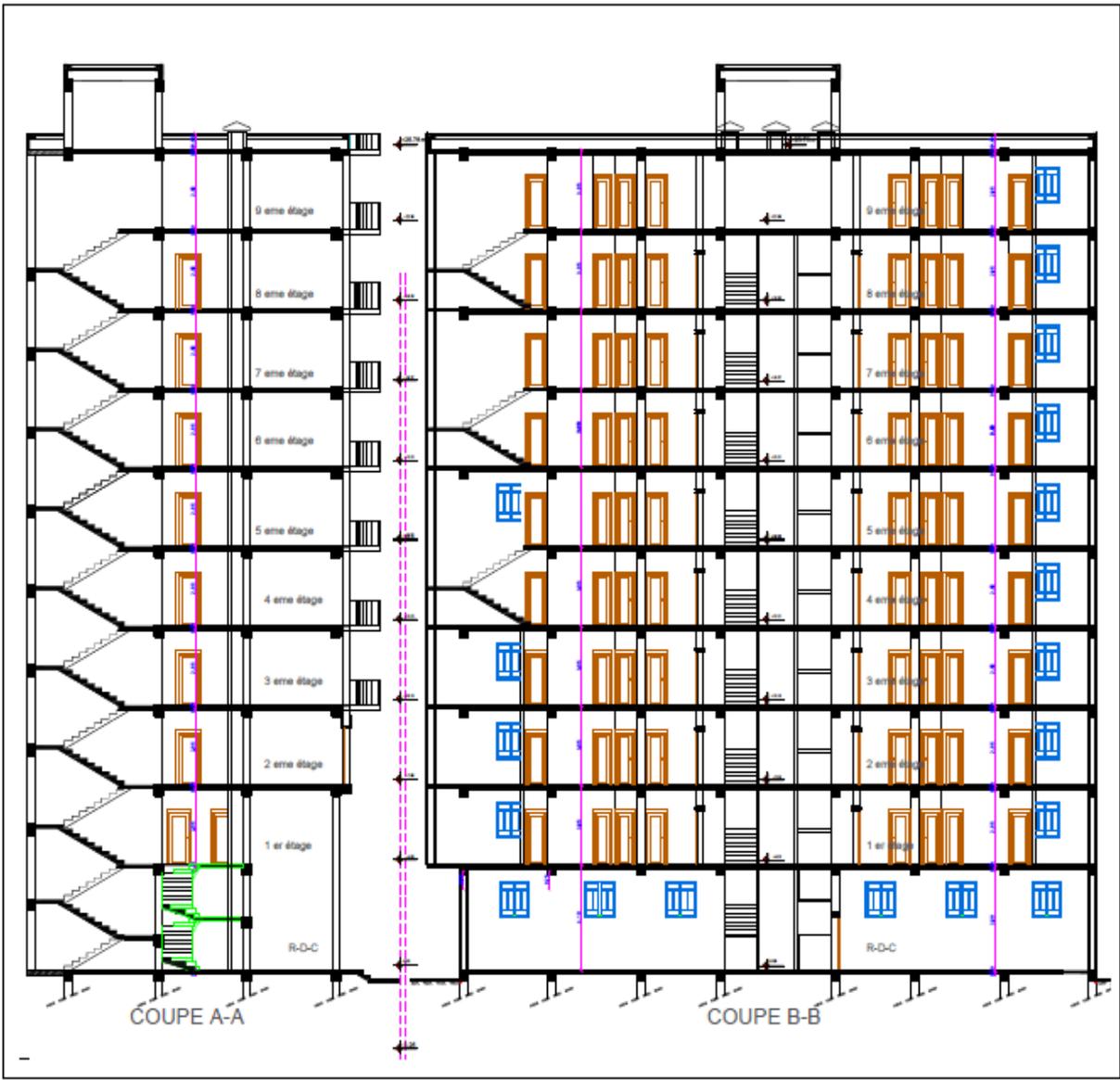
[7] Mémoire de **CHEBOUTI Abdelhakim, AMIEUR Khadidja.** « ÉTUDE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME CONTREVENTE PAR PORTIQUE ET VOILES. » Université Saad Dahleb Blida.

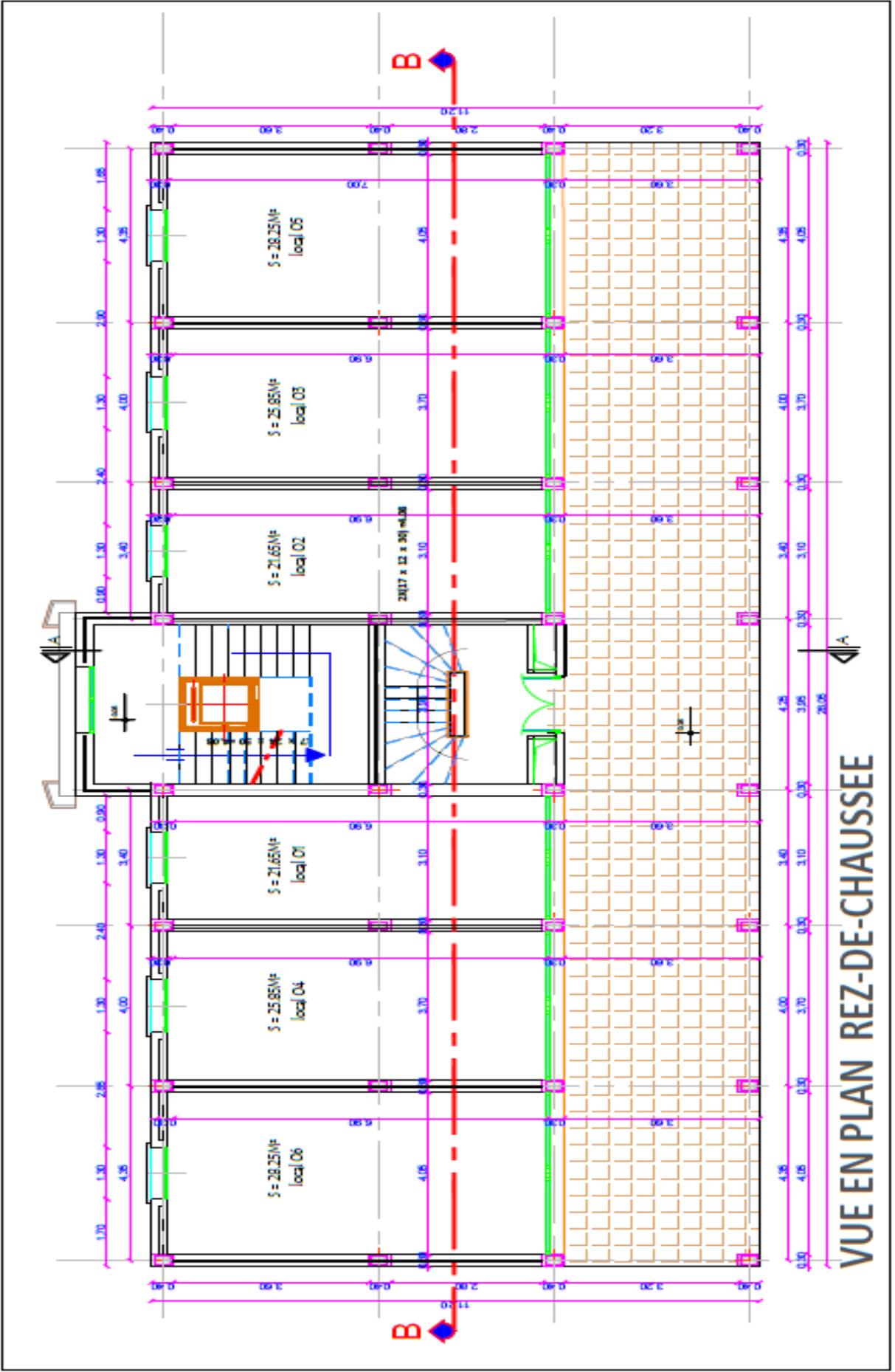
Logiciels utilisés :

- ETABS 2016
- AUTOCAD 2013
- SOCOTEC
- WORD 2016
- EXCEL 2016

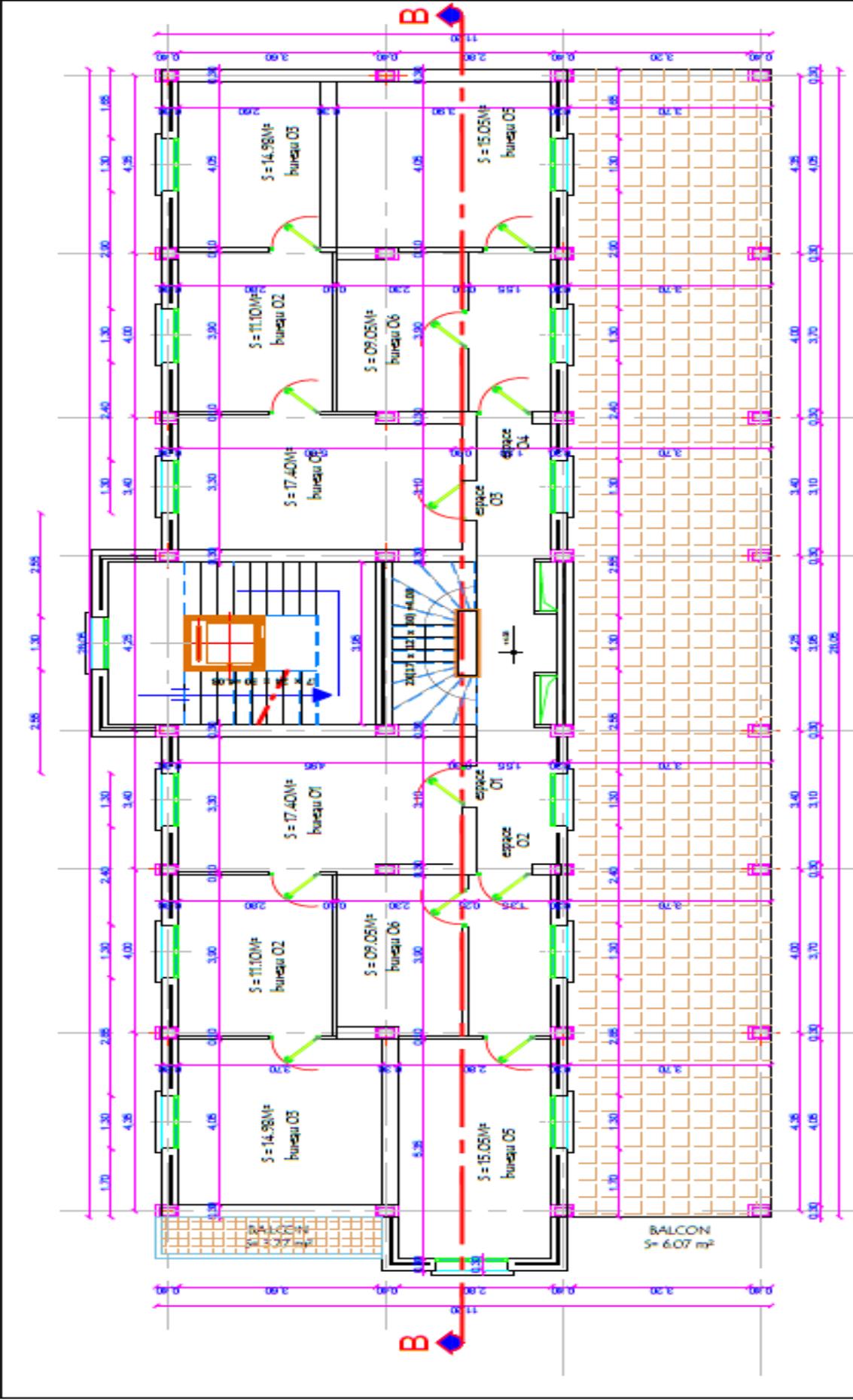
ANNEXES 01



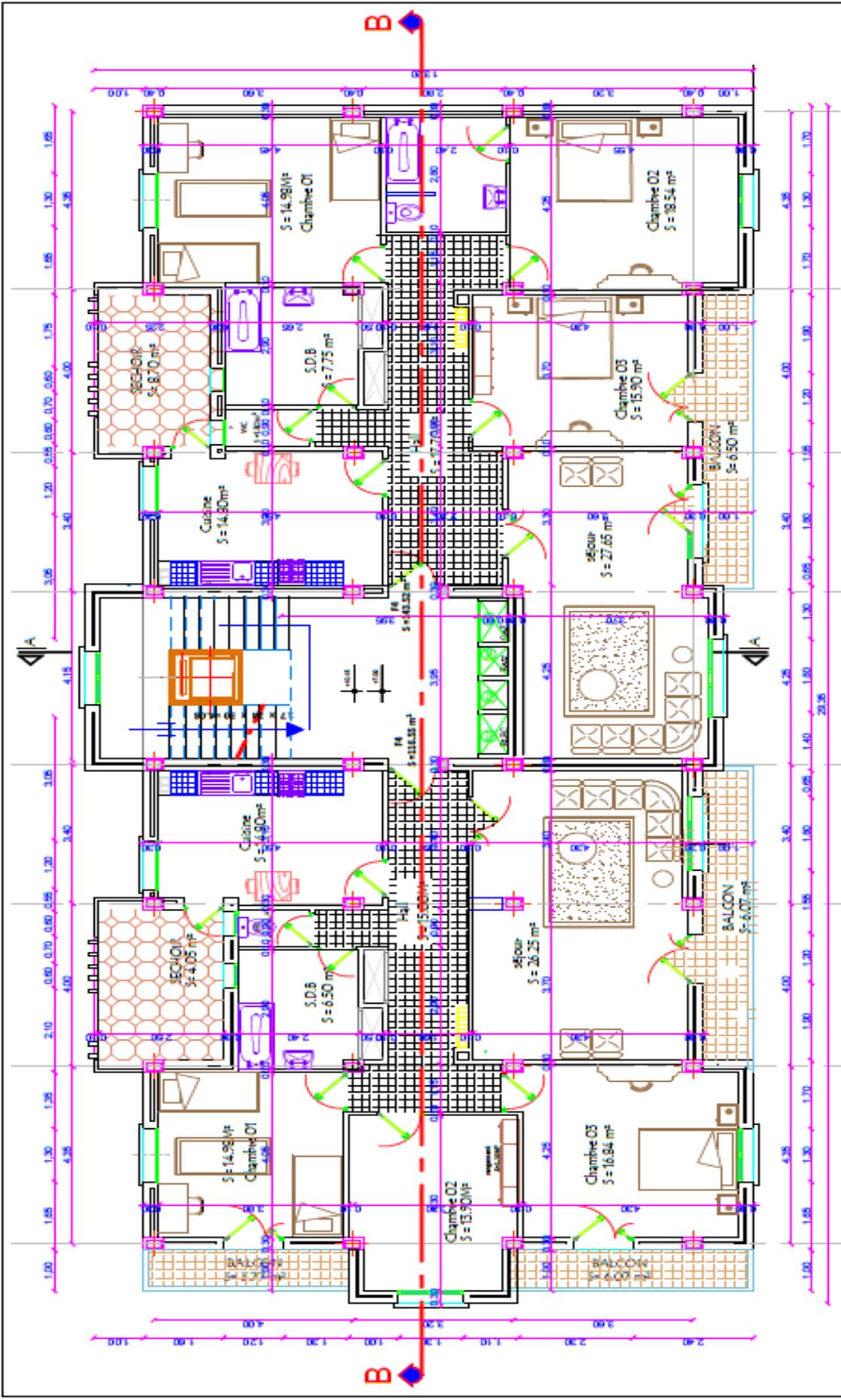




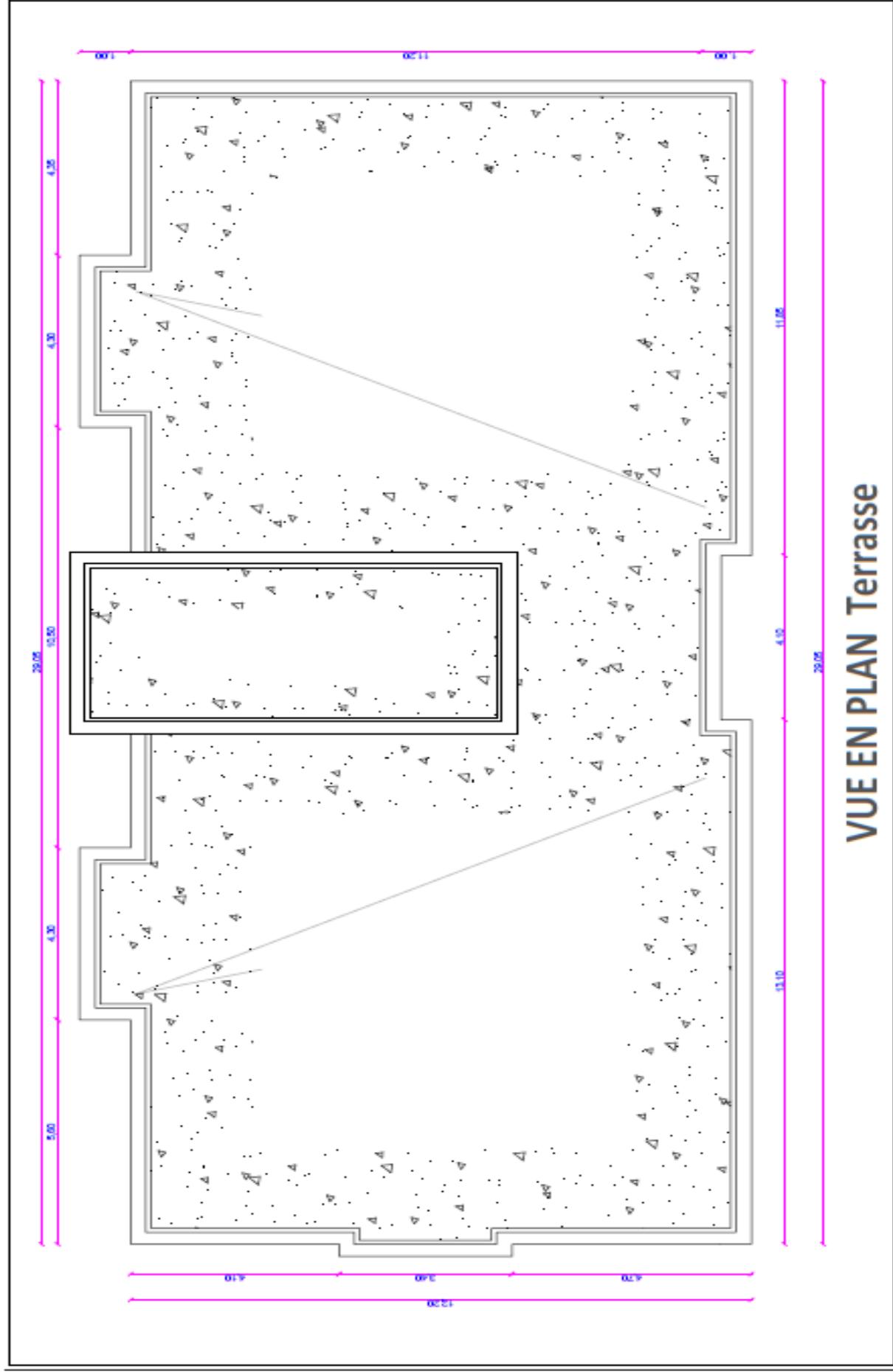
VUE EN PLAN REZ-DE-CHAUSSEE



VUE EN PLAN 1er ETAGE



VUE EN PLAN 2 eme jusq'au 9 eme ETAGE



VUE EN PLAN Terrasse

ANNEXES 02

CALCUL A L'ELU D'UNE SECTION RECTANGULAIRE EN FLEXION COMPOSEE (L'EFFORT NORMAL EST UNE COMPRESSION)

Données : $b, h, d, d', f_{c28}, f_c, N_u$ et $M_u = e \cdot N_u$

Le moment par rapport aux aciers tendus sera : $M_{AS} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$

→ On calcule d'abord le coefficient de remplissage : $\Psi_1 = \frac{N_u}{bh f_{bc}}$

→ Si $\Psi_1 \leq 0,81$, on lit la valeur de l'excentricité critique relative ξ , ensuite on calcule $e_{NC} = \xi \cdot h$

Si $e \leq e_{NC} \Rightarrow$ SEC, ELU non atteint, Armatures minimales pour les poteaux
(Règles de Béton Armé + Règles Parasismiques)

Si $e > e_{NC} \Rightarrow$ SPC

→ Si $\Psi_1 > 0,81$, on utilise le coefficient : $\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \Psi_1 \left(0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$

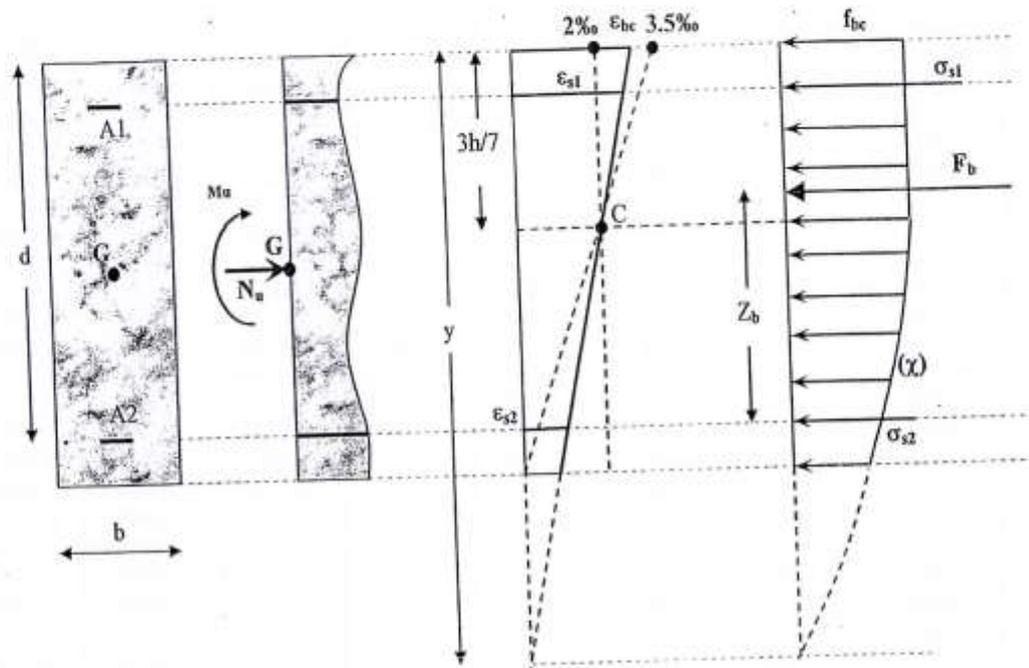
Si $\chi \geq 0,19 \Rightarrow$ SPC

Si $\chi < 0,19 \Rightarrow$ SEC → $\begin{cases} \text{Si } \chi > 0 \Rightarrow A_s = 0 \text{ et } A'_s \neq 0 \\ \text{Si } \chi \leq 0 \Rightarrow A_s \neq 0 \text{ et } A'_s \neq 0 \end{cases}$

Excentricité critique relative : $\zeta = f(\psi_1)$

$$\text{si } \psi_1 \leq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} \quad \text{si } \psi_1 \geq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ
0,000	0,1667	0,200	0,1602	0,405	0,1507	0,610	0,1336
0,005	0,1665	0,205	0,1600	0,410	0,1504	0,615	0,1330
0,010	0,1664	0,210	0,1598	0,415	0,1501	0,620	0,1323
0,015	0,1662	0,215	0,1596	0,420	0,1498	0,625	0,1316
0,020	0,1661	0,220	0,1595	0,425	0,1495	0,630	0,1310
0,025	0,1660	0,225	0,1593	0,430	0,1492	0,635	0,1302
0,030	0,1658	0,230	0,1591	0,435	0,1489	0,640	0,1295
0,035	0,1657	0,235	0,1589	0,440	0,1486	0,645	0,1287
0,040	0,1655	0,240	0,1587	0,445	0,1482	0,650	0,1279
0,045	0,1654	0,245	0,1585	0,450	0,1479	0,655	0,1271
0,050	0,1652	0,250	0,1582	0,455	0,1476	0,660	0,1262
0,055	0,1651	0,255	0,1580	0,460	0,1472	0,665	0,1253
0,060	0,1649	0,260	0,1578	0,465	0,1469	0,670	0,1244
0,065	0,1648	0,265	0,1576	0,470	0,1465	0,675	0,1234
0,070	0,1646	0,270	0,1574	0,475	0,1462	0,680	0,1224
0,075	0,1645	0,275	0,1572	0,480	0,1458	0,685	0,1213
0,080	0,1643	0,280	0,1570	0,485	0,1455	0,690	0,1202
0,085	0,1642	0,285	0,1568	0,490	0,1451	0,695	0,1190
0,090	0,1640	0,290	0,1565	0,495	0,1447	0,700	0,1179
0,095	0,1638	0,295	0,1563	0,500	0,1443	0,705	0,1166
0,100	0,1637	0,300	0,1561	0,505	0,1439	0,710	0,1154
0,105	0,1635	0,305	0,1559	0,510	0,1436	0,715	0,1141
0,110	0,1634	0,310	0,1556	0,515	0,1431	0,720	0,1128
0,115	0,1632	0,315	0,1554	0,520	0,1427	0,725	0,1114
0,120	0,1630	0,320	0,1552	0,525	0,1423	0,730	0,1100
0,125	0,1629	0,325	0,1549	0,530	0,1419	0,735	0,1086
0,130	0,1627	0,330	0,1547	0,535	0,1415	0,740	0,1072
0,135	0,1625	0,335	0,1544	0,540	0,1410	0,745	0,1057
0,140	0,1624	0,340	0,1542	0,545	0,1406	0,750	0,1042
0,145	0,1622	0,345	0,1539	0,550	0,1401	0,755	0,1026
0,150	0,1620	0,350	0,1537	0,555	0,1396	0,760	0,1011
0,155	0,1618	0,355	0,1534	0,560	0,1391	0,765	0,0995
0,160	0,1617	0,360	0,1532	0,565	0,1386	0,770	0,0978
0,165	0,1615	0,365	0,1529	0,570	0,1381	0,775	0,0962
0,170	0,1613	0,370	0,1526	0,575	0,1376	0,780	0,0945
0,175	0,1611	0,375	0,1524	0,580	0,1371	0,785	0,0928
0,180	0,1610	0,380	0,1521	0,585	0,1365	0,790	0,0910
0,185	0,1608	0,385	0,1518	0,590	0,1360	0,795	0,0893
0,190	0,1606	0,390	0,1515	0,595	0,1354	0,800	0,0875
0,195	0,1604	0,395	0,1513	0,600	0,1348	0,805	0,0857
		0,400	0,1510	0,605	0,1342	0,810	0,0839

FLEXION COMPOSEE / DIMENSIONNEMENT ELU (SEC)


→ Si $\Psi_1 > 0,81$, on utilise le coefficient: $\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \Psi_1 \left(0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h}\right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$

La Section est Entièrement Comprimée (SEC) si $\chi < 0,19$

Cas 1: $\chi > 0 \Rightarrow A_s = 0$ et $A'_s \neq 0$; on choisit $\epsilon'_s = 2,10^{-3} \left[1 + \left(3 - 7 \frac{d'}{h} \right) \frac{\sqrt{\chi}}{1,75} \right]$ et $\sigma'_s = f(\epsilon'_s)$

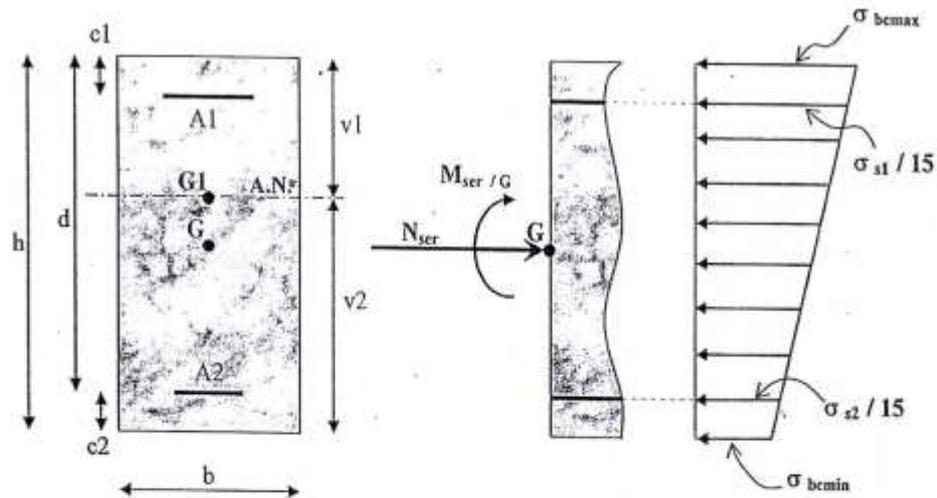
On aura: $A'_s = \frac{N_u - (1 - \chi) b h f_{bc}}{\sigma'_s}$

Cas 2: $\chi \leq 0 \Rightarrow A_s \neq 0$ et $A'_s = 0$:

On choisit $\epsilon_{bc} = \epsilon_s = \epsilon'_s = 2,10^{-3}$, ce qui donne $\sigma'_{bc} = f_{bc}$ et $\sigma_s = \sigma'_s = \sigma_{2,10^{-3}}$

on aura: $A'_s = \frac{M_{As} - b h f_{bc} \left[d - \frac{h}{2} \right]}{(d - d') \sigma_{2,10^{-3}}}$ et $A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_{2,10^{-3}}} - A'_s$

FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SEC :

 Il faut vérifier que: $\sigma_{bc\ max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$


G : Centre de gravité du béton seul

 G₁ : Centre de gravité de la section avec armatures

 Section homogénéisée $\rightarrow S = bh + 15(A_1 + A_2)$

 Position de l'Axe Neutre $\rightarrow v_1 = \frac{\frac{1}{2}bh^2 + 15(A_1c_1 + A_2d)}{S}$

 Moment d'inertie /Axe Neutre $\rightarrow I_{G1} = \frac{1}{3}bh^3 + 15(A_1c_1^2 + A_2d^2) - Sv_1^2$

 M_{ser} /Axe Neutre $\rightarrow M_{ser/G1} = M_{ser/G} - N_{ser}(\frac{h}{2} - v_1)$

Finalement :

$$\sigma_{bc\ max} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_1$$

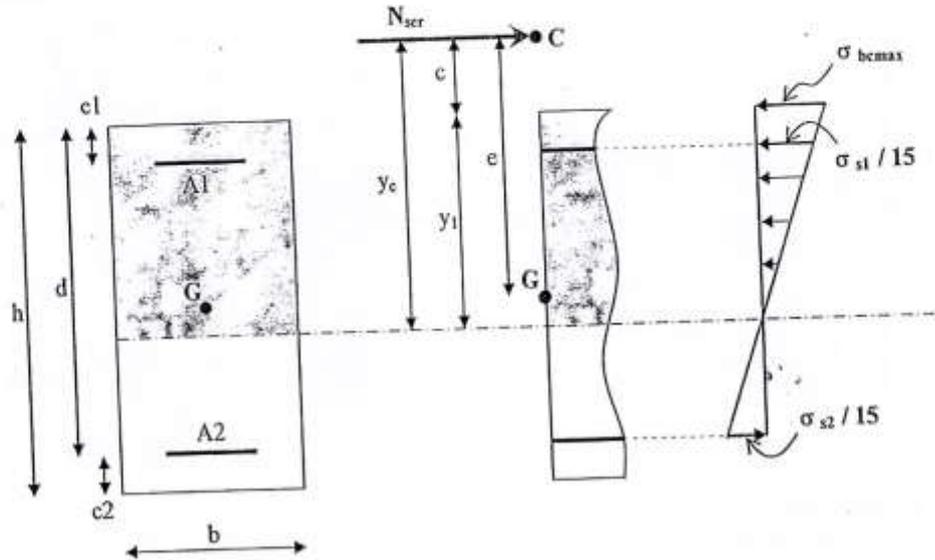
$$\sigma_{bc\ min} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_2$$

 Dans l'hypothèse d'une SEC, on doit avoir : $\sigma_{bc\ min} \geq 0$ cãd $\frac{M_{ser/G1}}{N_{ser}} \leq \frac{I_{G1}}{S(h-v_1)}$

Si cette dernière inégalité n'est pas vérifiée, c'est le cas SPC.

FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SPC :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc \max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{ctk}$
 et $\sigma_{s1} \leq \bar{\sigma}_s$



$$e = \frac{M_{ser}IG}{N_{ser}} \quad ; \quad c = e - \frac{h}{2}$$

Calcul de y_1 : on cherche d'abord la racine y_c de l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$ avec :

$$p = -3c^2 + \frac{90 A_1}{b} (c + c_1) + \frac{90 A_2}{b} (c + d)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90 A_1}{b} (c + c_1)^2 - \frac{90 A_2}{b} (c + d)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3} \right)^3$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : y_c = -(A + B) \text{ avec } A = \sqrt[3]{\frac{q + \sqrt{\Delta}}{2}} \text{ et } B = \sqrt[3]{\frac{q - \sqrt{\Delta}}{2}}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 : \varphi = \text{Arccos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{\frac{-2}{3}} \right] \text{ avec } \varphi \text{ en radians}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

d'où $y_1 = y_c - c$

Finalement :
$$\sigma_{bcmax} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b y_1^2}{2} + 15 A_1 (y_1 - c_1) - 15 A_2 (d - y_1)}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \sigma_{bcmax} \frac{y_1 - c_1}{y_1}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \sigma_{bcmax} \frac{d - y_1}{y_1}$$

ELS / CONTRAINTES LIMITES :

→ contrainte limite de compression du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

→ contrainte limite de traction de l'acier :

$$\text{si fissuration} \begin{cases} \text{non préjudiciable : pas de limite} \\ \text{préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \\ \text{très préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = 0,8 \xi \end{cases}$$

$$\text{avec } \eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les barres HA avec } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1,3 & \text{pour les fils avec } \phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					