

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE d'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DEL'OBTENTION DU
DIPLOME MASTER II EN GÉNIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES

Thème

**Étude et calcul d'un Bâtiment en béton armé à
contreventement mixte**

Présenté par :

- **Bouzaid Mebarek**
- **Hamdi Aziza**

Membres de jury d'évaluations:

 Dr . BENNACER LYACINE.	Univ. d'ADRAR	Examinateur
 Mr . HAMOUDA ABDELAZIZ.	Univ. d'ADRAR	Examinateur
 Dr . MAHMOUDI ABDELKADER.	Univ. d'ADRAR	Encadreur

2021/2022



DÉDICACES

«و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

*Au nom de Dieu le clément et le Miséricordieux et en
termes d'amour et de*

Fidélité, je dédie ce modeste travail :

Aux deux êtres les plus précieux au monde

Ma MERE et mon PERE

QUE DIEU LES PROTEGE

A ceux qui m'ont entouré et soutenu

Mes SOEURS et mon FRERE

Mon adorable GRAND –PERE que dieu me le protège

Mes chers oncles

Toute ma famille

Mes cousins et cousines chacun son nom

Mes amies et mes camarades

Pour leur affection, leur soutien et leur compréhensions

qu'ils m'ont prodigués

Et à tous ceux que j'aime.

A vous tous, merci.

Bouzaid Mebarek

DÉDICACES

«و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب»

*Au nom de Dieu le clément et le Miséricordieux et en
termes d'amour et de*

Fidélité, je dédie ce présent rapport :

Aux deux êtres les plus précieux au monde

Ma MERE et mon PERE

QUE DIEU LES PROTEGE

A ceux qui m'ont entouré et soutenu

Ma SOEUR et mes FRERE

Mon adorable GRAND –PERE que dieu me le protège

Mes chers oncles

Toute ma famille

Mes cousins et cousines chacun son nom

Mes amies et mes camarades

Pour leur affection, leur soutien et leur compréhensions

qu'ils m'ont prodigués

Et à tous ceux que j'aime.

A vous tous, merci.

HAMDI Aziza



REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH de nous avoir guidés et donné la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous remercions chaleureusement **Dr. MAHMOUDI Abdelkader** pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Et également nos remerciements sont exprimés :

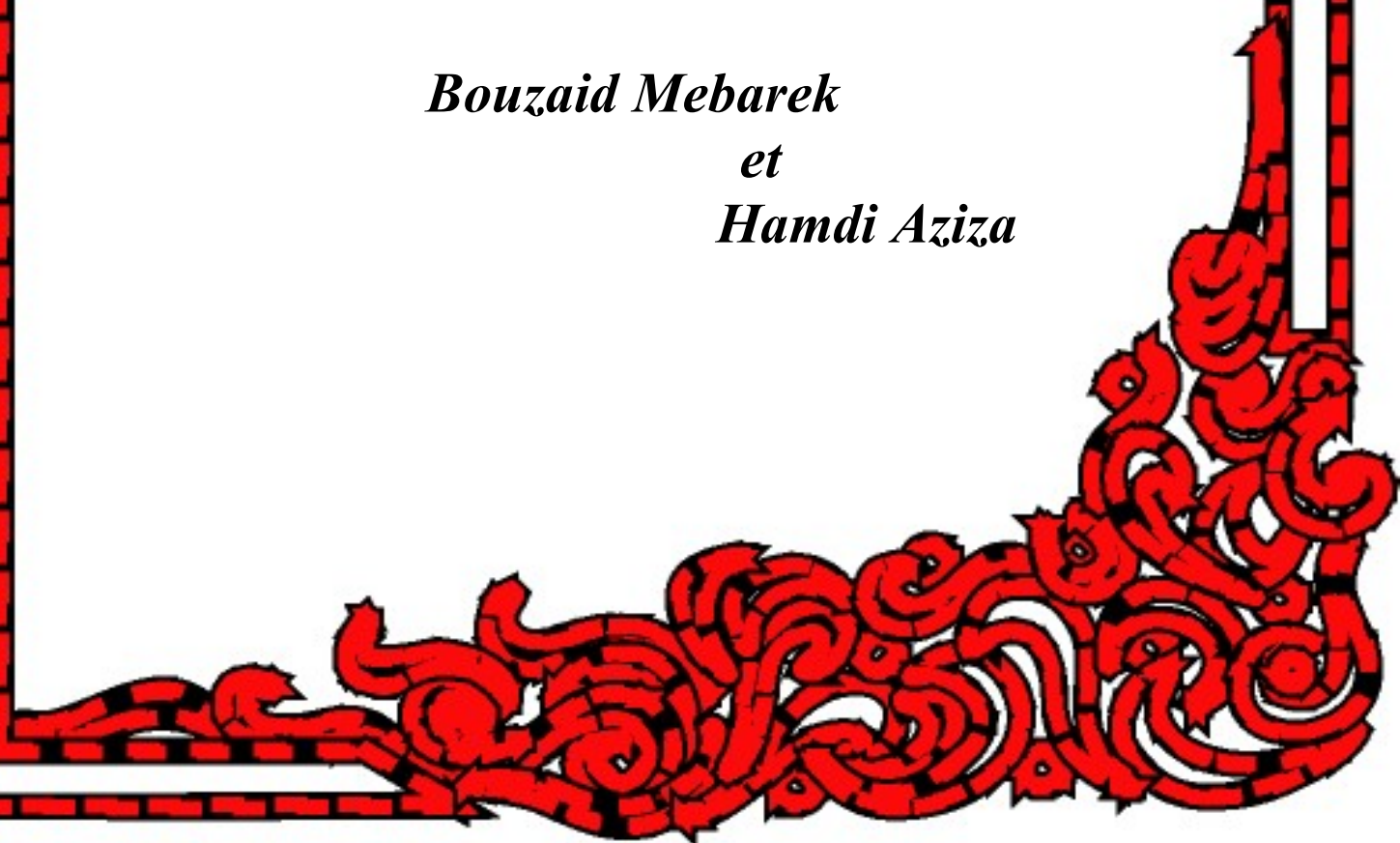
A tous les enseignants de l'UNIVERSITE D'Adrar qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Bouzaid Mebarek

et

Hamdi Aziza



Résumé

Les études des projets des bâtiments visent plusieurs objectifs, notamment :

- Assurer la stabilité et la sécurité des ouvrages.
- Diminution des coûts de réalisation.
- Commodité d'utilisation.
- Esthétique.

Et c'est cette optique que s'inscrit ce projet de fin d'études, où il est proposé de procéder au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage habitation, implanté dans une zone de sismicité bien définie, contreventé par un système mixte portique -voiles.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003 et CBA 93) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

Mots clés : Bâtiment ; béton armé ; contreventement mixte ; portique auto-stable ; mur voile.

Abstract

Studies of building projects have several objectives, in particular:

- Ensure the stability and safety of the structures.
- Reduction of production costs.
- Convenience of use.
- Aesthetic.

And it is this perspective that fits this end-of-studies project, where it is proposed to proceed to the calculation of a reinforced concrete building for residential use, located in a well-defined seismic zone, braced by a system mixed of frame-concrete wall.

Therefore, for the calculation of the constituent elements of a structure, we base ourselves on known regulations and methods (BAEL91, RPA99 modified in 2003 and CBA 93) which are based on knowledge of the materials (concrete and steel), the dimensioning and the reinforcement of the resistant elements of the structure.

Keywords: Building; reinforced concrete; mixed bracing; self-stabilizing gantry; veil wall.

المخلص

دراسات مشاريع البناء لها عدة أهداف منها على وجه الخصوص:

- التأكد من استقرار وسلامة الهيكل.
- تخفيض تكاليف الإنتاج.
- راحة في الاستخدام.
- جمالي.

وهذا المنظور هو الذي يناسب مشروع نهاية الدراسات هذا ، حيث يُقترح المضي قدماً في حساب مبنى من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني ، يقع في منطقة زلزالية محددة جيداً ، ومدعومة بنظام مختلط من هيكل المبنى وجدار خرساني.

لذلك ، لحساب العناصر المكونة للهيكل ، فإننا نعتد على اللوائح والأساليب المعروفة (BAEL91 ، RPA99 المعدلة في 2003 و CBA 93) والتي تستند إلى معرفة المواد (الخرسانة والصلب) ، والأبعاد و تقوية العناصر المقاومة للهيكل.

كلمات مفتاحية: بناء؛ الخرسانة المسلحة ؛ تستعد مختلطة جسرية الاستقرار الذاتي جدار الحجاب.

TABLE DEX MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.1	Introduction :.....	23
I.2	Description du projet :	23
I.3	Caractéristiques géométriques du bâtiment :	23
I.4	Description technique du bâtiment :	23
I.4.1	Structure principale :	23
I.4.2	Structure secondaire :	24
I.4.3	Maçonnerie :	24
I.5	contrainte admissible du sol :	24
I.6	Actions et sollicitations :	24
I.6.1	Actions :	24
I.6.2	Les sollicitations :	25
I.6.3	Sollicitation de calcul vis-à-vis d'ELU :	25
I.6.4	Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :	26
I.7	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées :	26
I.7.1	Le béton :	26
I.7.2	L'acier :	28
I.8	Combinaison de calcul :	30

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

II.1	Introduction :	33
II.2	Plancher :	33
II.2.1	Pré dimensionnement du plancher :	33
II.3	Descente des charges :	35
II.4	Pré dimensionnement des poutres principales :	40
II.5	Pré dimensionnement des poutres secondaires :	42
II.6	Pré dimensionnement des poteaux :	43
II.7	Pré dimensionnement de l'acrotère:	48
II.8	Pré dimensionnement des escaliers:	49
II.9	Pré dimensionnement des voiles:	51

CHAPITRE III : Etude des planchers

III.1	Introduction :	54
III.2	Les planchers à corps creux :	54
III.2.1	Étude des poutrelles :	54

III.2.2	Calcul des planchers à corps creux :.....	55
III.2.3	Type des poutrelles :.....	57
III.2.4	Exemple de calcul :.....	58
III.3	Le ferrailage du poutrelle.....	69

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1	Introduction :.....	74
IV.2	Escaliers :.....	74
IV.2.1	Etudes des escaliers à volée avec palier intermédiaire :.....	75
IV.2.2	Étude de la poutre palière :.....	82
IV.3	Etude des balcons :.....	85
IV.3.1	Choix de l'épaisseur des dalles : type : 1.....	86
IV.3.2	Descente des charges.....	86
IV.3.3	Calcul des Moment fléchissant :.....	86
IV.4	Ascenseur:.....	89
IV.4.1	Étude de la dalle d'ascenseur :.....	90
IV.5	Etude de l'acrotère.....	94
IV.5.1	L'évaluation des charges :.....	95
IV.5.2	Calcul de la force horizontale :.....	95
IV.5.3	Calcul des sollicitations :.....	96
IV.5.4	Calcul des sections d'aciers :.....	97

CHAPITRE V : Etude sismique

V.1	Introduction.....	101
V.2	Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :... 101	
V.2.1	Choix de la méthode de calcul :.....	103
V.2.2	Présentation du logiciel du calcul (SAP2000) :.....	104
V.3	Définition du spectre de réponse de calcul :.....	107
V.4	Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente :.....	108
V.5	Detrmination des poids (w t)de la stucture :.....	112
V.6	Méthode modale spectrele :.....	120
V.7	Vérification réglementaires :.....	122
V.7.1	Vérification de l'effort tranchant à la base :.....	122
V.7.2	L'Effort Normal Réduit :.....	122
V.7.3	Vérification des déplacements:.....	122

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1	Introduction :.....	126
VI.2	Ferrailage des poteaux :.....	127
VI.3	Ferrailage des poutres :.....	137

VI.4	Étude des voiles	153
VI.4.1	Calcul des voiles :.....	154
VI.4.2	Calcul des armatures des voiles :.....	155

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

VII.1	Introduction :	159
VII.2	Calcul des fondations :	160
VII.2.1	Choix du type de fondation :.....	161
VII.3	Etude de radier :	164
VII.3.1	Pré-dimensionnement du radier :.....	164
VII.3.2	Vérification de l'effort de sous pression.....	168
VII.4	Calcul de débord :	172
VII.5	Calcul de la poutre de libage (nervure) :.....	174

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation du projet

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de bâtiment (en plan).....	23
Tableau I.2 : Caractéristiques géométriques de bâtiment (en élévation).....	23
Tableau I.3 : caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.	29

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Tableau II.1 : Descente de charge du plancher terrasse (corps creux).....	35
Tableau II.2 : Descente de charge du plancher terrasse (corps creux).....	36
Tableau II.3 : Descente de charge plancher étage courant (corps creux).	37
Tableau II.5 : Descente de charge plancher balcon (dalle pleine).	38
Tableau II.6 : Descente de charge d'un mur extérieur (30cm).	39
Tableau II.7 : Descente de charge d'un mur de séparation (25cm).	39
Tableau II.8 : Descente de charge plancher local ascenseur (corps creux).	40
Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux centraux.	48
Tableau II.10 : Retenir les dimensionnement des poteaux vérification ou flambement	48

CHAPITRE III : Etude des planchers

Tableau III.1 :Dimensions de la poutrelle.....	54
Tableau III.2 : évaluation des charges sur les poutrelles.	57
Tableau III.3 : Travée de rive et travée intermédiaire type1.....	59
Tableau III.4 : Moment fléchissant en appuis et en travée type 1.	63
Tableau III.5 : Effort tranchant type 1.	63
Tableau III.6 : Travée de rive et travée intermédiaire type 2.....	66
Tableau III.7 : Moment fléchissant en appuis et en travée type 2.	67
Tableau III.7 : Effort tranchant type 2.	67
Tableau III.8 : Ferrailage du poutrelle.	71

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : descente de charge (volée).....	76
Tableau IV.2 : descente de charge (palier).	76
Tableau IV.3 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).	78
Tableau IV.4 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S).	78
Tableau IV.5 : Effort tranchant et moment fléchissant max.....	79
Tableau IV.6 : Ferrailage d'escalier et la poutre de palier.....	85
Tableau IV.7 : Ferrailage de la dalle de balcon.....	88
Tableau IV.8 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	94

Tableau IV.9 : détaille géométrique de l'acrotère.	95
Tableau IV.10 : Ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible).....	99
CHAPITRE V : Etude sismique	
Tableau V.1: Coefficient d'accélération de zone A.....	108
Tableau V.2: Valeurs de T1 et T2.....	109
Tableau V.3: Valeurs de ξ (%).....	109
Tableau V.4: Coefficient d'accélération de zone A.....	110
Tableau V.5: valeurs du coefficient de comportement R	111
Tableau V.6: Récapitulatif donnant les poids suivant les niveaux	118
Tableau V.7:: participation nodal massique.....	121
Tableau V.8: force sismique a la base	122
CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux	
Tableau VI.1: Fichier des résultats donné par le SAP2000.	130
Tableau VI.2: Tableau récapitulatif ferrailage des poteaux.....	136
Tableau VI.3: ferrailage des poteaux	137
Tableau VI.3 : Sollicitations des poutres.	139
Tableau VI.4: Ferrailage des poutres.....	151
Tableau VI.5: Les sollicitations obtenues par le sap2000.....	155
CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure	
Tableau VII.1 : Effort normal appliqué sur les fondations.	160
Tableau VII.2 : Les sollicitations des panneaux	169
Tableau VII.3 : Choix des armatures	171

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE I : Présentation du projet

Figure I.1 : Diagramme Contrainte – déformation du béton.27

Figure I.2: Diagramme Contrainte –déformation de l’acier.29

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux et descente des charge

Figure II.1 : Epaisseur du plancher34

Figure II.2 : Section d’une poutrelle35

Figure II.3: Coupe du plancher terrasse inaccessible (corps creux).36

Figure II.4 : Coupe du plancher étage courant (corps creux).37

Figure II.5 : Coupe du plancher balcon (dalle pleine).38

Figure II.6 : Coupe du plancher local ascenseur (corps creux).....40

Figure II.7 : Poutre principale (P_1).....40

Figure II.8 : Poutre principale (P_2).....41

Figure. II.9 : Section du chaînage.42

Figure II.10 : loi de la dégression des sur charges.46

Figure. II.11 : dimensions de l’acrotère.49

Figure II.12 : dimensions de l’escalier.....50

Figure II.13 : Coupe de voile en élévation.....52

CHAPITRE III : Etude des planchers

Figure III.1 : Les dimensions d’une section en T.54

Figure III.2 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants RDC type1 64

Figure III.3 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants étage courant type1 64

Figure III.4 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants terrasse type165

Figure III.5 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants RDC type2 68

Figure III.6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants étage courant type2..... 68

Figure III.7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants terrasse type269

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

Figure IV.1 : schéma d'un escalier 74

Figure IV.2: Schéma statique de l’étage courant 75

Figure IV.3 : Schéma statique de l’escalier.77

Figure IV.4: Diagramme des moments retenus 79

Figure IV.5: Diagrammes des ($M(KN.m)$ et $T(KN)$)de la poutre palière.....83

Figure IV.6 : Diagrammes des (M(KN.m) et T(KN))de la poutre palière.....	83
Figure IV.7: Schéma d'un balcon	86
Figure IV.8: Schéma de la dalle d'ascenseur.....	90
Figure IV.9 : schéma de l'ascenseur	90
Figure IV.10: Acrotère (terrasse inaccessible).....	94

CHAPITRE V : Etude sismique

Figure V.1 : Version de SAP2000	105
Figure V.2 : modélisation de la structure vue en 3D	106
Figure V.3 : Spectre de réponse de calcul.....	107
Figure V.4 : Système brochette.....	119
Figure V.5: mouvement de la structure.....	124

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1:Zone nodale.....	128
Figure VI.2 :Sollicitations sur les poteaux.....	130
Figure VI.3:La section réduite du béton.	130
Figure VI.4: disposition des armatures	135
Figure VI.5: disposition de la zone nodale	136
Figure VI.6: section de calcul Pp_1	139
Figure VI.7: section de calcul Pp_2	143
Figure VI.8: section de calcul Ps	147
Figure VI.9: Disposition des voiles.	155
Figure VI.10: schéma de ferrailage de voile.....	157

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : type de fondation superficielle.....	159
Figure VII.2 : Semelle isolées.	161
Figure VII.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	163
Figure VII.4: Ancrage du bâtiment.....	168
Figure VII.5: Schéma de ferrailage du radier	172
Figure VII.6: Schéma statique de débord	172
Figure VII.7: Schéma de ferrailage de débord.....	174
Figure VII.8: Disposition des armatures des poutres.....	175

Notations en majuscules romaines

A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés
Ar	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
Aser	Section d'aciers pour l'ELS
Au	Section d'aciers pour l'ELU
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
CV	Condition vérifié
C N V	Condition non vérifié
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
E v	Module de déformation différé du béton
E i	Module de déformation instantané du béton
Eh	Module de déformation longitudinal du béton
Ej	Module d'élasticité instantanée
Es	Module de d'élasticité de l'acier
F	Force ou action générale
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Action permanente
I	Moment d'inertie
L	Longueur ou portée
L x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
L y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
M	Moment en général

Ma	Moment sur appui
Mt	Moment en travée
Mu	Moment de calcul ultime
Mser	Moment de calcul de service
N	Effort normal
Nu	Effort normal de service
Nser	Effort normal en service
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
PP	poutre principale
PS	Poutre secondaire
Q	Action ou charge variable
S	Section
T	Effort tranchant
A	Une dimension transversale
B	Une dimension longitudinale
b₀	Epaisseur brute de l'arme d'une section
D	Hauteur utile
E	Excentricité, épaisseur, Enrobage
Fe	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
f_{c28}	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
f_{c28}	Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
h₀	Epaisseur d'une membrure de béton
H	Hauteur totale d'une section de béton armé.
I	Rayon de giration d'une section

J	Nombre de jours
K	Coefficient en général
L	Longueur ou porté
L_f	Longueur de flambement
L_s	Longueur de scellement
N	Coefficient d'équivalence acier-béton
δ t	Espacement des armatures transversales

INTROUDUCTION GENERALE

Introduction générale

Le Génie Civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures. Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 (version2003) et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment en (R+9+Sous-sol) a usage d'habitation et commercial avec un contreventement mixte.

C'est l'occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant mon cursus universitaire.

CHAPITRE I :
Présentation du projet

I.1 Introduction :

Ce chapitre présente le fonctionnement du projet , ses caractéristiques et ses objectifs.

I.2 Description du projet :

Le projet consiste en l' étude d'un bâtiment en béton armé à contreventement mixte à usage d'habitation et commercial composé de (R+9) avec sous-sol implanté à Sidi bel abbés sur sol S₃ (sol meuble) , classé en zone de sismicité faible (zone I) salon le règlement parasismique Algérien (RPA 99- version 2003).

Comme le bâtiment se compose d'un sous-sol pour le stationnement et d'un rez-de-chaussée dédié à une classe commerciale et une autre classe habitation, les 9 étages restants sont à usage habitation.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

➤ Caractéristiques géométriques de bâtiment (en plan)

Dimensions	(m)
Longueur en plan	27.10
Largeur en plan	19.70

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de bâtiment (en plan)

➤ Caractéristiques géométriques de bâtiment (en élévation)

Dimensions	(m)
Hauteur totale (avec l'acrotère)	34.94
Hauteur du sous-sol	3.40
Hauteur du RDC	3.40
Hauteur des étages courants	3.06

Tableau I.2 : Caractéristiques géométriques de bâtiment (en élévation)

I.4 Description technique du bâtiment :

I.4.1 Structure principale :

Notre bâtiment est contreventé par une structure de voile et de portique en béton armé.

I.4.2 Structure secondaire :

- ❖ Planchers
 - Planchers d'étage en corps creux (16 + 4) cm.
 - Planchers terrasse en corps creux (16 + 4) cm.

La Terrasse est inaccessible, est munie d'une forme de pente en béton maigre de 1% et Etanchéité pour permettre l'évacuation des eaux pluviales.

- ❖ Escaliers en béton armé.
- ❖ Balcons en béton armé.
- ❖ Acrotère en béton armé.

I.4.3 Maçonnerie :

- ❖ Les murs extérieures de façade de (30cm) sont constitués par :
 - Double cloisons en brique creuses de :
 - 15 cm d'épaisseur (parois extérieurs).
 - 10 cm d'épaisseur (parois intérieurs).
 - Une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- ❖ Les murs intérieurs de séparation sont constitués d'une cloison en brique creuses de 10cm d'épaisseur.
- ❖ Le revêtement est en mortier de ciment.

I.5 contrainte admissible du sol :

Selon le rapport géotechnique du sol, la contrainte admissible est de l'ordre de 2 bars (Kg/cm^2).

I.6 Actions et sollicitations :

Pour assurer la stabilité du bâtiment, les éléments constructifs doivent résister aux différentes actions et sollicitations.

I.6.1 Actions :

Les actions sont des forces directement appliquées à la construction, elles peuvent être sous forme de :

- ❖ Actions verticales

Elles peuvent être permanentes avec une intensité constante ou très variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Les poids propres des cloisons, des revêtements.... etc.
- Les déformations permanentes imposées à la construction telles que les tassements différentiels des fondations.

❖ Actions horizontales

Généralement elles sont accidentelles dues à des effets qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application comme l'action sismique, choc, explosion...

I.6.2 Les sollicitations :

Ce sont des efforts normaux et les efforts tranchants ainsi que les moments de flexion et de torsion développés dans une section par une combinaison d'action donnée. On notera :

- G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable de base.
- $Q_i (i>1)$: les autres actions variables dites d'accompagnement.

I.6.3 Sollicitation de calcul vis-à-vis d'ELU :

❖ Combinaison fondamentale

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} 1.3 \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

- $\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général.
- $\gamma_{Q1} = 1,35$ pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine et les charges routières étroitement bornées.

❖ Combinaison accidentelle

$$G_{\max} + G_{\min} + F_a + \Psi_{1i} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

- F_a : action variable.
- $\Psi_{2i} \cdot Q_i$: valeur quasi permanente d'une autre action variable.
- $\Psi_{1i} \cdot Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

I.6.4 Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Elles résultent de la combinaison d'actions suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées :

Dans ce projet, on va utiliser le règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91), le règlement parasismique Algérien, et le document technique réglementaire (DTR.BC 2.2).

I.7.1 Le béton :

Le béton qui sera utilisé dans la réalisation de ce projet sera dosé à (350 kg /m³).

Pour 1 m³ de béton on utilise :

- 800 litres de gravier.
- 400 litres de sable de diamètre $\varnothing \leq 5$ mm.
- 350 kg de ciment portland artificiel (325 bars).
- 175 litres d'eau douce.

La masse volumique du béton armé est de 25 KN/m³.

❖ Résistance du béton

- La résistance à la compression (F_{cj})

La résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de **28 jours** est égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, elle est mesurée par compression axiale de cylindre droit de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm (section 200 cm²) avec contrôle régulier et strict du béton.

On peut admettre en première approximation que pour $j \leq 28$, La résistance des bétons non traité thermiquement suit approximativement les lois suivant :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$

$$F_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

- La résistance à la traction (F_{tj})

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

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ Pour } F_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa.}$

❖ **Contraintes limites du béton**

- Etat limite ultime

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

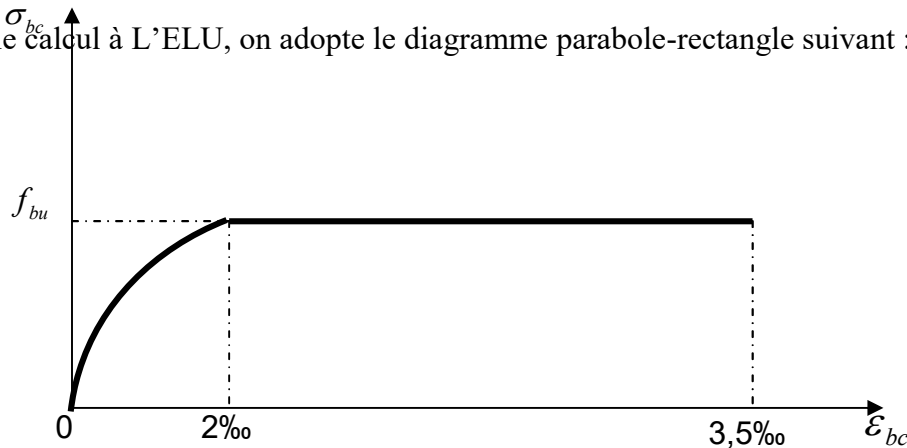


Figure I.1 : Diagramme Contrainte – déformation du béton.

La résistance de calcul du béton en compression à l'ELU.

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

Avec :

γ_b Le coefficient partiel de sécurité pour le béton :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Combinaison sous accidentelle.} \\ 1,5 & \text{Autres cas.} \end{cases}$$

θ : Coefficient prenant en compte la durée (t) d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{pour } t > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{pour } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{Pour } t \leq 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$

σ_{bc} La contrainte de compression du béton.

- Etat limite de service

La contrainte limite à l'ELS vis à vis la durabilité du béton comprimé est par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times F_{c28}$$

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

❖ Coefficient ultime de cisaillement du béton

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0,2F_{c28} / \gamma_b, 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = \min (3,3\text{MPa} ; 5\text{MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3,3\text{MPa}.$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = \min (2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) \Rightarrow \tau_u = 2,5\text{MPa}.$$

❖ Déformation longitudinale du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ pour } j \leq 28$$

Pour notre cas $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2\text{MPa}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

Pour des contraintes de longue durée d'application le module de déformation longitudinale différé du béton E_{vj} qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}} = \frac{1}{3} E_{ij}$$

Pour notre cas : $E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,9\text{MPa}$.

❖ Coefficient de poisson

$\nu = 0$ dans le cas ELU.

$\nu = 0,2$ dans le cas ELS.

❖ Coefficient de dilatation thermique

A défauts de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique est pris égal à 10^{-5} par degré C.

I.7.2 L'acier :

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration.

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Acier	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Utilisation
H.A	FeE 400	400	Tous Travaux en B.A
R.L	FeE 235	235	Epingles cadres, étriers
T.S	TSL	500	Les dalles de compression

Tableau I.3 : caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.

-On prévoit des aciers :

Pour les armatures longitudinales : **H.A FeE400.**

Pour les armatures Transversales : **R.L FeE 235.**

Treillis soudés : **TSL500.**

❖ Contraintes limites de l'acier

- Etat limite ultime

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

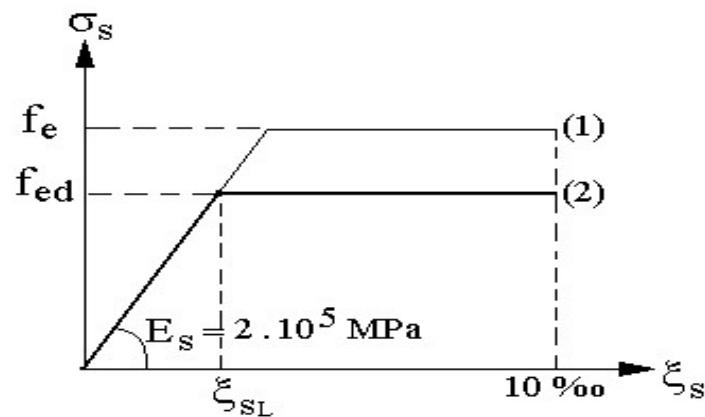


Figure I.2: Diagramme Contrainte –déformation de l'acier.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_{ed} : résistance de calcul des aciers à l'ELU.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour les aciers.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{Combinaisons accidentelles.} \\ 1,15 & \text{Autres cas (le cas de ce projet).} \end{cases}$$

Pour notre cas : $F_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$.

❖ L'allongement (ϵ_{s1})

$$\epsilon_s = \frac{F_{ed}}{E_s}$$

Avec :

ϵ_{s1} : allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul $\frac{f_e}{\gamma_s}$.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

E_s : module d'élasticité de l'acier.

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

$$\epsilon_s = \frac{348}{2 \times 10^5} = 1,74 \text{ ‰}$$

- L'allongement et le raccourcissement sont limités à **10‰**.

- Etat limite ultime de service

On limite la contrainte dans l'acier uniquement à l'état limite d'ouverture de fissures :

Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ MPa}$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ MPa}$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence.

❖ Coefficient d'équivalence

$n = E_s / E_b = 15$ (valeur conventionnelle).

I.8 Combinaison de calcul :

- ELU

$$S = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

- **ELS**

$$S = G + Q$$

❖ **Les combinaisons accidentelles**

- **Soulèvement**

$$0,8G \pm Ex$$

$$0,8G \pm Ey$$

- **Portique auto stable**

$$G + Q + 1,2Ex$$

$$G + Q + 1,2Ey$$

- **Contreventement**

$$G + Q + Ex$$

$$G + Q + Ey$$

Avec : **G** : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation.

E : action du séisme représentée par ses composants horizontal.

CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

II.1 Introduction :

L'essentiel pour la résistance d'un bâtiment est sa structure pour assurer la stabilité et une bonne tenue de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres...etc.) soient bien dimensionnés afin de résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes surcharges du plancher, poutrelles et poutres.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA99-version 2003).

II.2 Plancher :

II.2.1 Pré dimensionnement du plancher :

Les planchers sont des surfaces horizontales supportant des charges verticales également réparties ou concentrées, permanentes (poids des éléments) ou accidentelles (surcharges). Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On va utiliser des planchers à corps creux pour le sous-sol et les étages courants (commerciale, habitation).

❖ Planchers à corps creux

Ce type de plancher est très communément employé dans les bâtiments d'habitation, il se compose de poutres sur lesquelles se posent des poutrelles, ces dernières supportent des corps creux, sur l'ensemble on coule une dalle de compression.

- Epaisseur du plancher

On opte pour un plancher en corps creux dont l'épaisseur est estimée selon la condition de la flèche admissible.

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

h_t : Épaisseur du plancher.

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis des poutrelles.

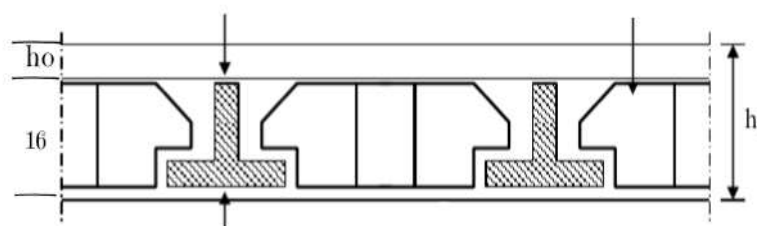
L_{max} : = 480 cm.

$$\frac{480}{25} \leq h_t \leq \frac{480}{20} \longrightarrow 19,20\text{cm} \leq h_t \leq 24,00\text{cm}.$$

Conclusion :

On adopte un plancher d'épaisseur (16+4) cm, Soit 20 cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm la hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm de la dalle de compression } h_0 \end{array} \right.$$



Plancher a corps creux

Figure II.1 : Epaisseur du plancher .

- Pré dimensionnement des poutrelles :

$h_0 = 4\text{cm}$ (dalle de compression).

$h_t = 20\text{cm}$ (corps creux+dalle de compression).

• Détermination de b_0

$$0,4 h_t \leq b_0 \leq 0,8 h_t \longrightarrow 0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20 \longrightarrow 8 \leq b_0 \leq 16$$

On adopte : $b_0 = 12\text{cm}$.

• Détermination de la largeur (b) de la table de la compression

$$b = 2b_1 + b_0$$

On suppose que $l_1 = 60\text{cm}$ (distance entre deux axes des deux poutrelles).

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{l_1 - b_0}{2} \right); \left(\frac{l}{10} \right); (6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0) \right].$$

L : la portée maximal du chaînage entre nus d'appuis.

L = 450 cm.

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{60-1}{2} \right) ; \left(\frac{450}{10} \right) ; (24 \leq b_1 \leq 32) \right].$$

$$b_1 = \min [24 ; 45,0 ; (24 \leq b_1 \leq 32)].$$

Soit $b_1 = 24$ cm.

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = (2 \times 24) + 12$$

Donc : $b = 60$ cm.

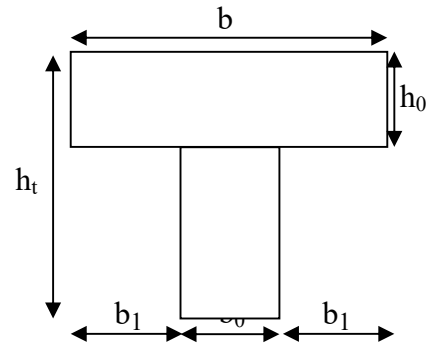


Figure II.2 : Section d'une poutrelle

II.3 Descente des charges :

D'après le document technique réglementaire DTRBC2.2 (charge permanentes et charges d'exploitation).

- ❖ La descente des charges (plancher terrasse inaccessible)
 - Plancher corps creux

1	Protection en gravillon épaisseur 4cm (4×0,2)	0,8KN/m ²
2	Etanchéité multicouche épaisseur 2cm	0,12KN/ m ²
3	Forme de pente épaisseur moyenne 10cm ; $\gamma = 22$; (22×0,1)	2,2KN/ m ²
4	Isolation thermique en polystyrène épaisseur 4cm (4×0,03)	0,12KN/ m ²
5	Plancher corps creux (16+4) cm	2,80KN/ m ²
6	Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0,10×2)	0,2KN/ m ²
Charge permanente		G=6,24KN/ m²

Tableau II.1 : Descente de charge du plancher terrasse (corps creux).

Surcharge d'exploitation $Q = 1$ KN/m²

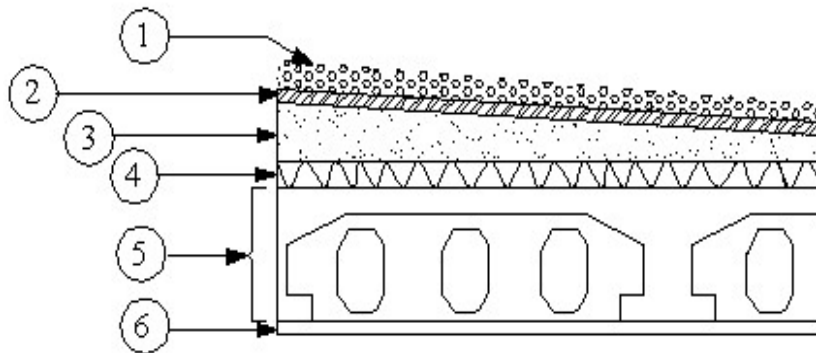


Figure II.3: Coupe du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

- ❖ La descente des charges (plancher terrasse accessible)
- Plancher corps creux

1	Carrelage d'épaisseur 2cm	0,40 KN/m ²
2	Mortier de pose épaisseur 2cm (2× 0,20)	0,40 KN/m ²
3	Etanchéité multicouche épaisseur 2cm	0,12KN/ m ²
4	Forme de pente épaisseur moyenne 10cm ; $\gamma = 22$; (22×0,1)	2,2KN/ m ²
5	Isolation thermique en polystyrène épaisseur 4cm (4×0,03)	0,12KN/ m ²
6	Plancher corps creux (16+4) cm	2,80KN/ m ²
7	Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0,10×2)	0,2KN/ m ²
Charge permanente		G=6,24KN/ m²

Tableau II.2 : Descente de charge du plancher terrasse (corps creux).

Surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$

- ❖ La descente des charges (plancher étage courant):

- Plancher corps creux

1	Carrelage d'épaisseur 2cm	0,40 KN/m ²
2	Mortier de pose épaisseur 2cm (2× 0,20)	0,40KN/ m ²
3	Lit de sable épaisseur 2cm	0,40KN/ m ²
4	Plancher corps creux (16+4) cm	2,80KN/ m ²
5	Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0,10 ×2)	0,20KN/ m ²
6	Cloison de répartition	1,00KN/ m ²
Charge permanente		G=5,20KN/ m²

Tableau II.3 : Descente de charge plancher étage courant (corps creux).

Surcharge d'exploitation :

- Habitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$
- Commerce $Q = 4\text{KN/m}^2$
- Sous-sol $Q = 4\text{KN/m}^2$

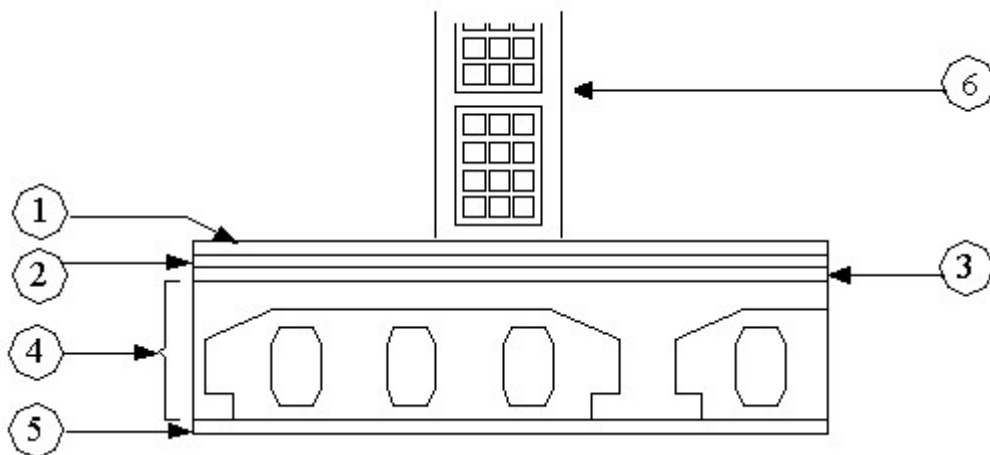


Figure II.4 : Coupe du plancher étage courant (corps creux).

❖ La descente des charges (plancher balcon):

– Plancher dalle pleine

1	carrelage(ep = 2cm); (2×0,20)	0,4KN/m ²
2	Mortier de pose(ep = 2cm) ; (2×0,20)	0,4KN/ m ²
3	Lit de sable(ep = 2cm); (2×0,20)	0,4KN/ m ²
4	Plancher dalle pleine (ep = 20cm); (20×0,25)	5,00KN/ m ²
5	Enduit en plâtre sous plafond(ep = 2cm) ; (2×0,10)	0,2KN/ m ²
6	Cloison de répartition	1KN/ m ²
Charge permanente		G=7,40KN/ m²

Tableau II.5 : Descente de charge plancher balcon (dalle pleine).

* Surcharge d'exploitation :

– balcon Q = 3,5KN/m²

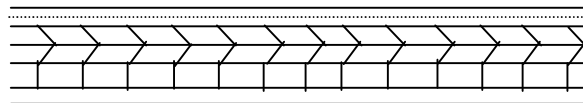


Figure II.5 : Coupe du plancher balcon (dalle pleine).

❖ Maçonnerie

– murs extérieurs en double parois(ep = 30cm)

1	Enduit extérieure en ciment 2cm (0,18×2)	0,36KN/m ²
2	Brique creuse(ep = 15cm)	1,3KN/ m ²
3	Lame d'aire(ep = 5cm)	0KN/ m ²
4	Brique creuse(ep = 10cm)	0,9KN/ m ²
5	Enduit intérieur en plâtre(ep = 2cm)	0,2KN/ m ²
Charge permanente		G = 2,76KN/ m²

Tableau II.6 : Descente de charge d'un mur extérieur (30cm).

- murs intérieurs de séparation(ep = 10cm)

1	Enduit extérieure en ciment(ep = 2cm) ; (0,18×2)	0,36KN/m ²
2	Brique creuse(ep = 10cm)	0,9KN/ m ²
3	vide d'aire(ep = 5cm)	0KN/ m ²
4	Brique creuse(ep = 10cm)	0,9KN/ m ²
5	Enduit intérieur en plâtre(ep = 2cm); (0,1×2)	0,2KN/ m ²
Charge permanente		G = 2,36KN/ m²

Tableau II.7 : Descente de charge d'un mur de séparation (25cm).

❖ La descente des chargés (plancher local ascenseur):

- Plancher corps creux

1	Plancher corps creux (16 + 4) cm	2,80KN/m ²
2	Enduit en ciment sous plafond(ep = 2cm) ; (0,18×2)	0,36KN/ m ²
Charge permanente		G = 3,16KN/ m²

Tableau II.8 : Descente de charge plancher local ascenseur (corps creux).

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

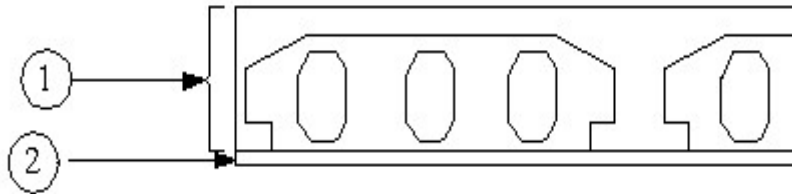


Figure II.6 : Coupe du plancher local ascenseur (corps creux).

II.4 Pré dimensionnement des poutres principales :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien.

❖ Critère de rigidité

La hauteur doit vérifier la condition suivante :

➤ Poutre (p_1)

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{p1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 560\text{cm.}$$

h_{p1} : La hauteur de la poutre (P_1)

$$\frac{560}{15} \leq h_{p1} \leq \frac{560}{10} \Rightarrow 37.33\text{cm} \leq h_{p1} \leq 56\text{cm}$$

On adopte: **$h_{p1} = 40\text{ cm.}$**

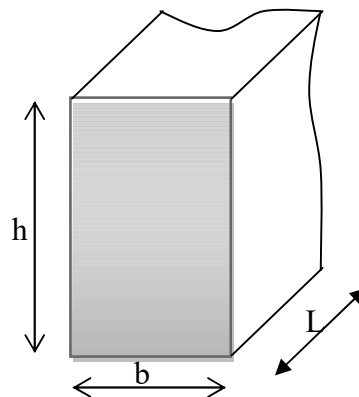


Figure II.7 : Poutre principale (P_1).

• La largeur de la poutre (p_1)

$$0,4 h_{p1} \leq b_{p1} \leq 0,7 h_{p1}$$

$$16\text{cm} \leq b_{p1} \leq 28\text{cm}$$

On adopte: **$b_{p1} = 30\text{ cm.}$**

❖ Vérification des conditions du RPA

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

$$h = 40 \text{ cm} \quad \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \quad \text{CV.}$$

❖ Vérification de la flèche pour les poutres principales

$$\frac{h_p}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Poutre (p_1) :

$$\frac{40}{560} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,071 \geq 0,063 \quad \text{CV.}$$

Conclusion

La section des poutres principales :

(30×40) cm².

➤ Poutre (p_2)

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{p1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 465 \text{ cm.}$$

h_{p1} : La hauteur de la poutre (P_2)

$$\frac{465}{15} \leq h_{p1} \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31 \text{ cm} \leq h_{p1} \leq 46,5 \text{ cm}$$

On adopte:

$$h_{p2} = 35 \text{ cm.}$$

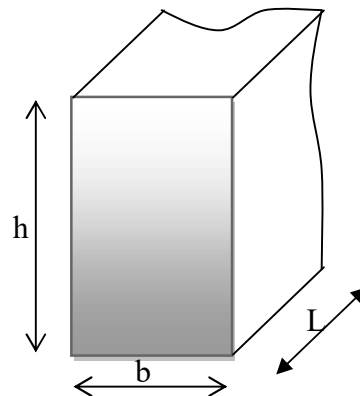


Figure II.8 : Poutre principale (P_2).

• La largeur de la poutre (p_2)

$$0,4 h_{p2} \leq b_{p2} \leq 0,7 h_{p2}$$

$$14 \text{ cm} \leq b_{p2} \leq 24,5 \text{ cm}$$

On adopte:

$$b_{p2} = 30 \text{ cm.}$$

❖ Vérification des conditions du RPA

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

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \quad \text{CV.}$$

❖ Vérification de la flèche pour les poutres principales

$$\frac{h_p}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Poutre (p_2) :

$$\frac{35}{465} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,075 \geq 0,063 \quad \text{CV.}$$

Conclusion

La section des poutres principales :

(30×35) cm².

II.5 Pré dimensionnement des poutres secondaires :

❖ Critère de rigidité

➤ chaînage (CH_1)

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{CH1} < \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 400 \text{ cm.}$$

h_{c1} : hauteur du chaînage (CH_1) $h=35\text{cm}$

$$\frac{480}{15} \leq h_{CH1} \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_{CH1} \leq 48 \text{ cm}$$

On adopte: **$h_{CH1} = 35 \text{ cm.}$**

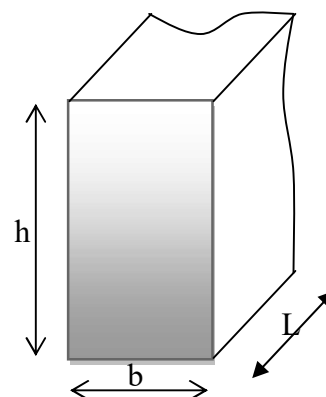


Figure. II.9 : Section du chaînage.

- largeur du chaînage (CH_1)

$$0,4 h_{CH1} \leq b_{CH1} \leq 0,7 h_{CH1}$$

$$14\text{cm} \leq b_{CH1} \leq 24.5\text{cm}$$

On adopte:

$$b_{CH1} = 30 \text{ cm.}$$

- ❖ Vérification des conditions du RPA

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

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \quad \text{CV.}$$

- ❖ Vérification de la flèche pour les poutres secondaires

$$\frac{h_{cH}}{L} \geq \frac{1}{16}$$

- chaînage (CH_1)

$$\frac{35}{480} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,073 \geq 0,062 \quad \text{CV}$$

Conclusion

La section des poutres secondaires :

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

II.6 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Le poteau est pré dimensionné à l'état limite de service en compression simple.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

- ❖ Critère de résistance

Selon **B.A.E.L 91** :

$$k \times B \times N_u \leq \frac{\theta \times B_r \times f_{bu}}{0,9} + 0,85 \times f_{ed} \times A \Rightarrow Br \geq \frac{k \times N_u \times B}{\theta \times \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \times \frac{A}{B} \times f_{ed}}$$

Tel que :

- B_r : Section réduite du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau pour tenir compte les défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale.

$$D'où Br = (a - 2)(b - 2) \text{ on a } a = b \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2.$$

- $\theta = 1$ on suppose que la durée d'action de la combinaison est $> a$ 24 heures.
- $k = 1$ on suppose que moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\text{▪ } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1,50. \\ f_{c28} = 25MPa. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } f_{bu} = 14,2MPa.$$

$$\text{▪ } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

β : Coefficient de flambement des poteaux.

λ : Élancement géométrique.

On cherche d'atteindre $\lambda = 35$ pour que toute les armatures principales participent à la résistance (pas de flambement).

$$D'où \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

On peut prendre

$$\text{▪ } \frac{A}{B_r} = \frac{1}{100} = 1\%$$

Avec : A : section d'acier (armatures longitudinaux).

B : section du béton.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } Br \geq \frac{1 \times 1,2}{1 \cdot \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times 0,01 \times 348} N_u$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,064 \cdot N_u$$

À partir de B_r , seront fixées les sections des poteaux telle que :

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- N_u : Effort normal ultime.

S_Q : Surface afférente

$$S_Q = \left(\frac{4,80 + 4,25}{2} \right) \times \left(\frac{4,65 + 5,60}{2} \right) = 23,19 \text{ m}^2$$

- La longueur afférente de poutre principale = 5,125 m
- La longueur afférente de poutre secondaire = 4,525 m

❖ **Poteau 9^{ème} étage (terrasse inaccessible)**

$$G_T = 6,24 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_T = 1,00 \text{ KN/m}^2.$$

- Charges permanentes (G_0)

- Poids du plancher terrasse : $23,19 \times 6,24 = 144,71 \text{ KN}$.
 - Poids des poutres principales (p_1) : $0,3 \times 0,40 \times 25 \times 5,125 = 15,38 \text{ KN}$.
 - Poids des poutres secondaires (ch_2) : $0,3 \times 0,35 \times 25 \times 4,525 = 11,88 \text{ KN}$.
- $G_0 = 171,97 \text{ KN}$.

- Charges d'exploitation (Q_0)

$$Q_0 = S_Q \times 1$$

$$Q_0 = 23,19 \times 1 = 23,19 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1,35 G_0 + 1,5 Q_0$$

$$N_u = 1,35 \times (171,97) + 1,5 \times (23,19) = 266,94 \text{ KN.}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_{u9}$

$$B_r \geq 0,064 \times 243,35 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 170,84 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 15,07 \text{ cm}$$

On adopte $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification suivant R.P.99 :**

$$\min(h1, b1) \geq 25 \text{ cm} \qquad \min(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \qquad \text{CV}$$

$$\min(h1, b1) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow \quad \min(h1, b1) \geq \frac{269}{20} = 13.45 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \qquad \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \qquad \text{CV}$$

Le calcul : des poteaux des autres niveaux est le même, en tenant compte de la loi de la dégression des surcharges de la façon suivante :

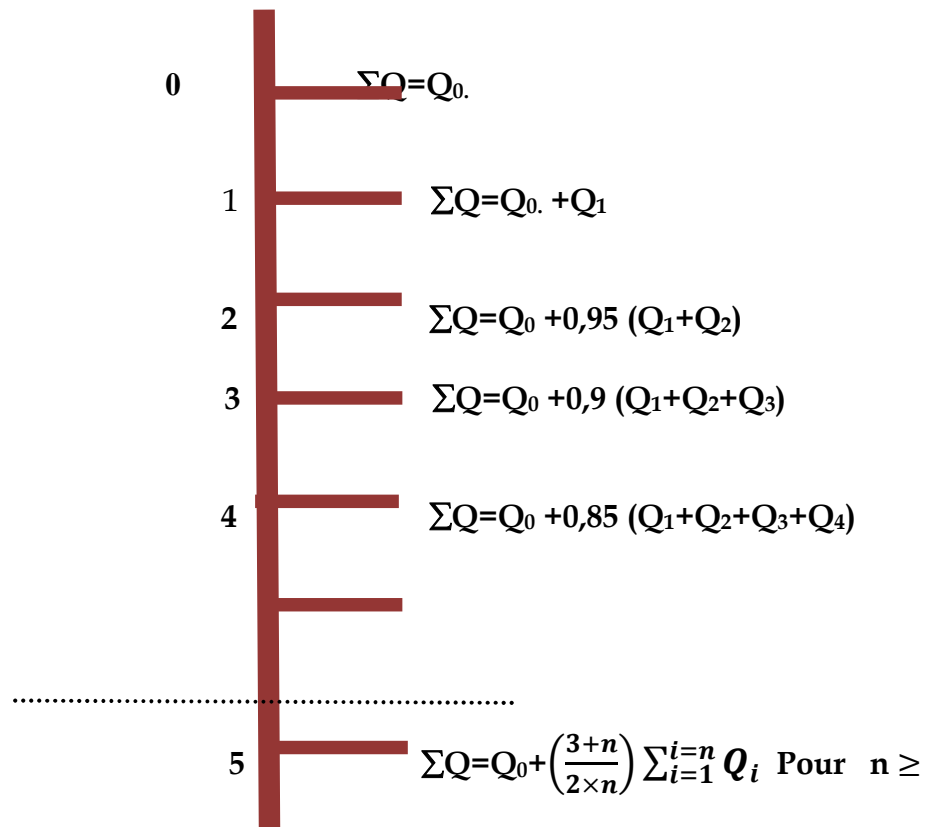


Figure II.10 : loi de la dégression des sur charges.

❖ Poteau du 8^{ème} étage (étage courant)

$$G_E = 5,20 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_E = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

- Charges permanentes (G_1)

- Poids du plancher étage courant : $23,19 \times 5,20 = 120,59 \text{ KN.}$
- Poids des poutres principales (p_1) : $0,30 \times 0,40 \times 25 \times 5,125 = 15,38 \text{ KN.}$
- Poids des poutres secondaires (ch_2) : $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 4,525 = 11,88 \text{ KN.}$
- Poids du poteau : $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,89 \text{ KN.}$
- Poids de la maçonnerie : $2,36 \times (5,125/2) \times (3,06 - 0,40) = 16,09 \text{ KN.}$
 $G_1 = 170,83 \text{ KN.}$

- Charges d'exploitation (Q_1)

$$Q_1 = S_Q \times 1,5$$

$$Q_1 = 23,19 \times 1,5 = 34,79 \text{ KN.}$$

$$N_{u10} = 1,35 \times (170,83 + 171,97) + 1,5 \times (34,79 + 23,19) = 549,75 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0,064 N_{u8}$$

$$B_r \geq 0,064 \times 549,75 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 351,84 \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 20,76 \text{ cm}$$

On adopte $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

➤ Vérification suivent R.P.99 :

$$\min(h1, b1) \geq 25 \text{ cm} \qquad \min(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \qquad \text{CV}$$

$$\min(h1, b1) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow \quad \min(h1, b1) \geq \frac{269}{20} = 13,45 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \qquad \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \qquad \text{CV}$$

Pour les autres niveaux, on suit les mêmes démarches qui ci –dessus et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Niveau	Hauteur d'étage (m)	Loi de dégression Q	G cumulé	Nu = 1,35G+1,5ΣQ (KN)	B _r (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
9 ^{ème}	3,06	1	0	266,94	170,84	30 × 30
8 ^{ème}	3,06	2.5	6.89	549,75	351,84	30 × 30
7 ^{ème}	3,06	3.85	13.78	862,26	551,84	30 × 30
6 ^{ème}	3.06	5.05	20.67	1137,96	728,29	35 × 35
5 ^{ème}	3.06	6.1	27.56	1407,92	901,06	35× 35
4 ^{ème}	3.06	7	34.45	1672,14	1070,17	40 × 40
3 ^{me}	3.06	7.75	41.34	1930,63	1235,60	40 × 40
2 ^{ème}	3.06	8.35	48.23	2183,37	1397,36	45 × 45
1 ^{ème}	3.06	8.8	55.12	2430,38	1555,44	45 × 45
RDC	3.40	10.6	62.01	2729,04	1746,58	50× 50
Sous-sol	3.40	12	68.90	3012,39	1927,93	50 × 50

Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux centraux.

- Retenir les dimensionnement des poteaux vérification ou flambement

Niveau	(a×b) cm ²	l ₀ (m)	b (m)	l _f = 0,7l ₀ (m)	λ	λ ≤ 35
Sous-sol RDC	50 × 50	3,4	0,50	2,380	11,55	C.V
Etage 1.2	45 × 45	3,4	0,45	2,380	11,55	C.V
Etage 3.4	40 × 40	3,06	0,40	2,142	10,01	C.V
Etage 5.6	35× 35	3,06	0,35	2,142	10,01	C.V
Etage 7.8.9	30 × 30	3,06	0,30	2,142	10,01	C.V

Tableau II.10 : Retenir les dimensionnement des poteaux vérification ou flambement

II.7 Pré dimensionnement de l'acrotère:

L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place situer de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment , non structural assimilé à une console encastrée a sa base au plancher terrasse.

- Charge due à l'acrotère :

$$G_{acrotère} = S_{acrotère} \times 25 \text{ KN} / \text{m}^3 + S_{revêtement} \times 18 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$S_{acrotère} = [(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) + (\frac{0,05 \times 0,10}{2})]$$

$$S_{revêtement} = [(0,6 + 0,20 + 0,1 + 0,08 + 0,10 + 0,50) \times 0,02]$$

$$G_{acrotère} = 2,39 \text{ KN} / \text{ml}$$

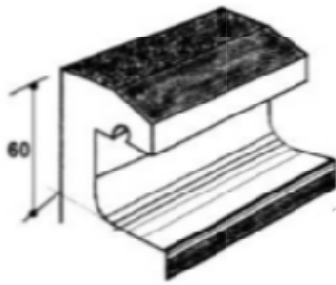
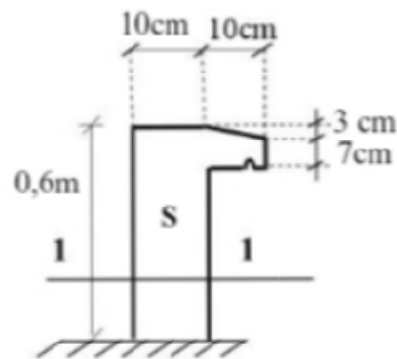


Schéma descriptif



Coupe transversale

Figure. II.11 : dimensions de l'acrotère.

II.8 Pré dimensionnement des escaliers:

Les escaliers sont des ouvrages de circulation verticaux composés d'une série de marches de même hauteur permettant la montée ou la descente d'un niveau de plancher à un autre.

L'autre avantage des escaliers en béton armé est la faculté de les construire sous des formes très nombreuses qui permettent de les adapter à toutes les dispositions.

Ces ouvrages peuvent être en bois, en acier mais généralement en béton armé.

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants :

- h: hauteur de la contre marche, variant de 0.15 à 0.18m.
- g: largeur de la marche, variant de 0.26 à 0.36m.

- a: Inclinaison de la volée = arc tg (h/g)

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel , la hauteur de la

marche est limitée par : $59 < 2h + g < 66 \text{ cm}$

✓ g, est le giron, que l'on prendre égale à 30 cm .

✓ On prendre h=17 cm .

$$59 < 2 \cdot 17 + 30 < 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 < 64 < 66 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

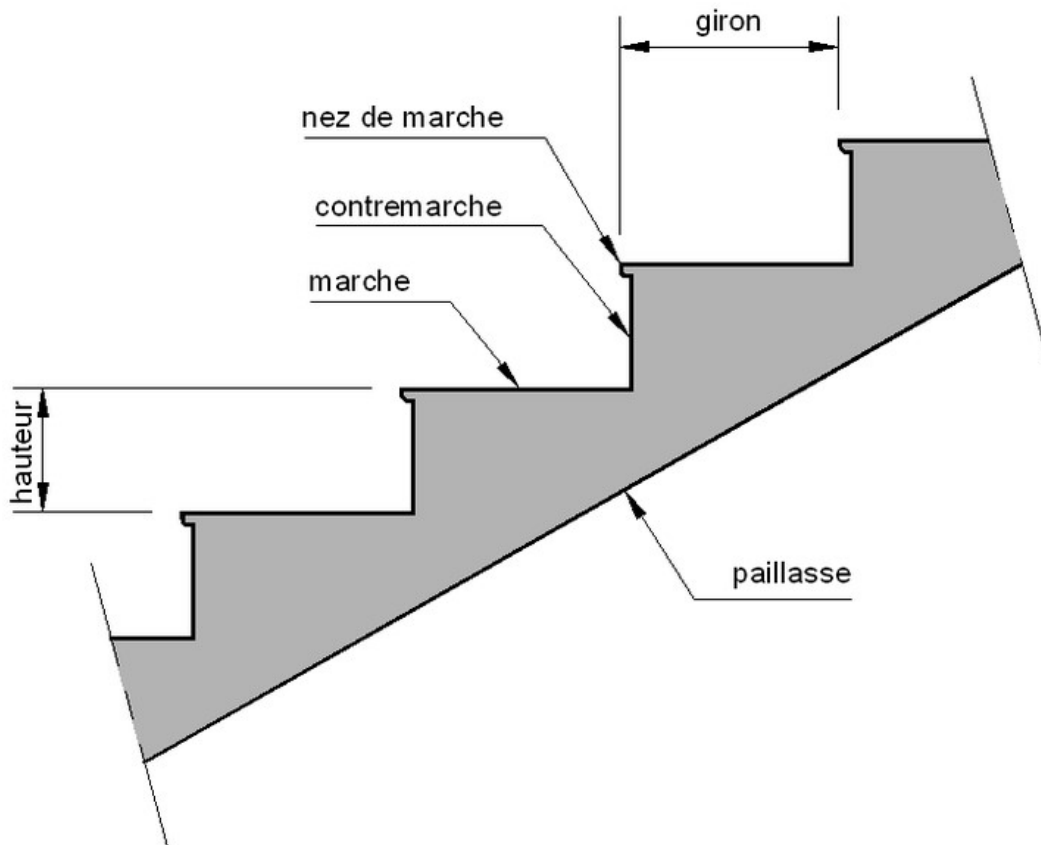


Figure II.12 : dimensions de l'escalier.

- **Calcule le nombre de contremarche**

$$N_c = \frac{H}{h}$$

Ou : H est hauteur d'étage.

- Hauteur Sous-sol et RDC H=3,40 m

$$N_c = \frac{340}{17} = 20$$

Donc : 20 contremarches entre Sous-sol
20 contremarches entre RDC

- Hauteur d'étage courants $H=3,06$ m

$$N_c = \frac{306}{17} = 18$$

Donc : 18 contremarches entre chaque d'étage courants

➤ **Calcule la pente et la longueur de volés**

- La pente de volés ce calcule par

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- La longueur de volés ce calcule par

$$L_1 = \frac{10 \times 17}{\sin \alpha} = \frac{170}{\sin 29,54} = 3,45m$$

Finalement, l'épaisseur minimale de la paillasse est limitée suivant la condition de résistance suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_1 + L_2$$

$$L_1 = 3.00m \rightarrow \text{paillasse}$$

$$L_2 = 1.20m \rightarrow \text{Palier}$$

Donc on trouve que :

$$\frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20} \rightarrow 14 \leq e \leq 21cm$$

Donc adopte : $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$.

II.9 Pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

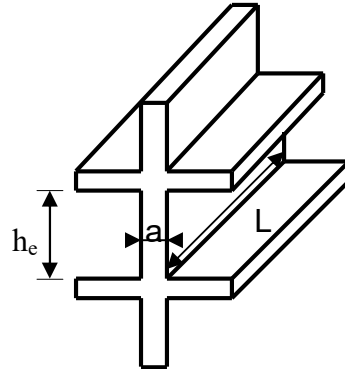


Figure II.13 : Coupe de voile en élévation.

-l'épaisseur minimale (e_{\min}) est de 15cm

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow \quad a \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \quad \text{donc en prend } a = 20 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification selon le RPA**

- $a \geq 15 \text{ cm}$

a : L'épaisseur minimale du voile

On adopte :

a = 20cm Pour toute la structure.

- $20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$ CV.
- $L \geq 4a$ CV.

CHAPITRE III :
Etude des planchers

III.1 Introduction :

Un plancher est un élément horizontal de surface plane qui sert à séparer les différents niveaux.

Il a pour rôle :

- il doit supporter son poids propre et les charges d'exploitations.
- la transmission des sur charges aux éléments porteurs.
- l'isolation thermique et phonique.

Les planchers qu'on a utilisés sont :

- En corps creux du type (16 + 4) pour tous les niveaux (habitation et commerciale).
- En dalle pleine pour partie en saillie, paliers de repos et dalles de réservoir.

III.2 Les planchers à corps creux :

III.2.1 Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivante:

h_t	20cm	b_0	12cm
h_0	4cm	b_1	24cm
h_1	16cm	b	60cm

Tableau III.1 :Dimensions de la poutrelle.

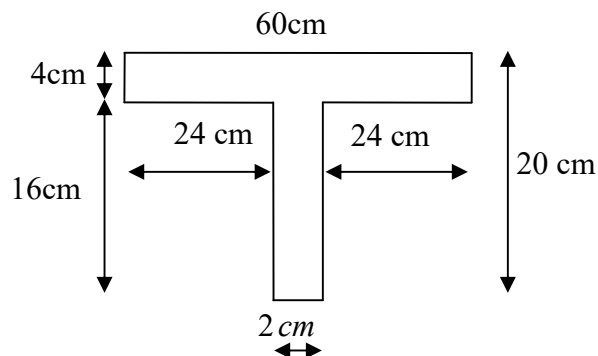


Figure III.1 : Les dimensions d'une section en T.

III.2.2 Calcul des planchers à corps creux :**Méthode de calcul :**

Pour la détermination des moments sur appuis ainsi que trouvés dans le cas des poutres continues sur appuis multipliées. Le règlement BAEL 91 modifié 99 fournit une seule méthode simplifiée :

-La méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres poutrelles et dalles supportant des charges d'exploitation modérée ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5 \text{ kn/m}^2$) cette méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalles calculées à la flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections : transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité. Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 ; 1.25).
- La fissuration ne comporte pas la tenue du béton armé ni celle de ces revêtements

a) Calcul des sollicitations :

M_0 La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée considéré est soumise aux mêmes charges (moment isostatique).

M_0 et M_e Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche Le rapport considéré des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

b) Condition à respecter :

Les valeurs de M_0 , M_a et M_t vérifier les conditions suivantes :

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

M_0 : moment maximal de la travée de référence $\Rightarrow M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_t : moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : moment sur l'appui de droite.

M_e : moment sur l'appui de gauche.

α : le rapport de charge d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et les charges d'exploitation (Q) :

- Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq -\frac{(1+0.3)}{2}M_0$$

- Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0$$

c) Valeur absolue des moments sur appuis :**-Poutres à deux travées :**

Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées :

$$M_w \text{ et } M_e \geq 0.6 M_0$$

- Poutres à trois travées :

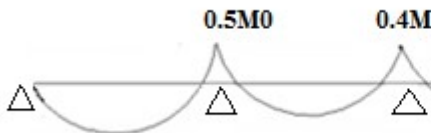
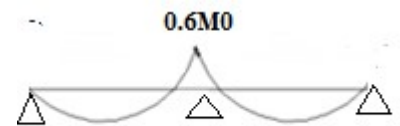
Pour les appuis voisins des appuis d'appui de rive
d'une poutre à plus de deux travées :

$$M_w \text{ et } M_e \geq 0.5 M_0$$

- Poutres à plus de trois travées:

Pour les autres appuis
intermédiaires d'une à plus de
trois travées :

$$M_w \text{ et } M_e \geq 0.4.M_0$$

**d) Efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

-Evaluation des charges :

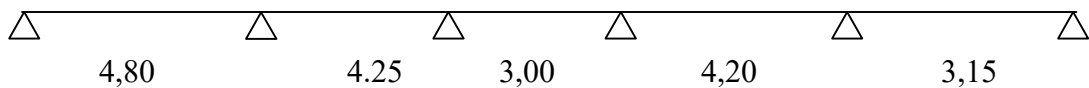
Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Nu=(1,35G+1,5Q)0.6	Ns=(G+Q)0.6
Plancher terrasse	6.24	1	5.954	4.344
Plancher étage courant	5.20	1.5	5.562	4.020
RDC	5.20	4	7.812	5.520

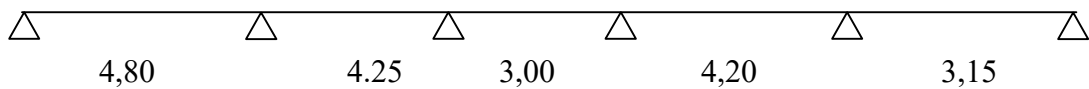
Tableau III.2 : évaluation des charges sur les poutrelles.

III.2.3 Type des poutrelles :

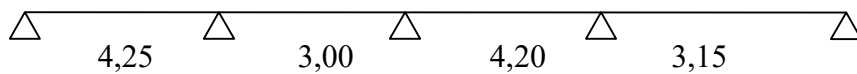
✓ **Type 01:**



✓ **Type 01': (terrasse accessible) :**



✓ **Type 02:**



• **Les Quatre Conditions :**

- 1) $2 \times 624 = 1248 \text{ kg/m}^2 > Q_0 = 100 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- 2) $2 \times 520 = 1040 \text{ kg/m}^2 > Q_0 = 100 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$
- 3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.....C.V
- 4) $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$\frac{4,8}{4,25} = 1,13 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{4,25}{3,0} = 1,42 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

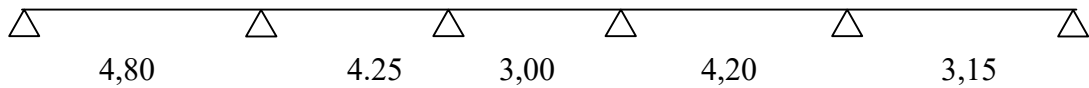
$$\frac{3,0}{4,2} = 0,71 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{4,2}{3,15} = 1,33 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Donc : nous utilisons méthode de CAQUOT.

✓ **Type 01:**



III.2.4 Exemple de calcul :

$l' = l \Rightarrow$ travée de rive.

- $l' = 0,8 \times l \Rightarrow$ travée inter mediaire.
- l'_w, l'_e : la travée gauche et la travée droite par apport a l'appui consideré.

$$\left\{ \begin{array}{ll} l_{AB} = 4,80\text{m} & l'_{AB} = l_{AB} = 4,80 \text{ m.} \\ \text{Travée de rive} \Rightarrow & \\ l_{EF} = 3,15\text{m} & l'_{EF} = l_{DE} = 3,15\text{m.} \end{array} \right.$$

$$l_{BC} = 4,25 \text{ m} \quad \text{travée intermédiaire} \Rightarrow l'_{BC} = 0,8 \times l_{BC} .$$

$$\Rightarrow l'_{BC} = 0,8 \times 4,25 = 3,4 \text{ m} .$$

$$l_{CD} = 3 \text{ m} \quad \text{travée intermédiaire} \Rightarrow l'_{CD} = 0,8 \times l_{CD} .$$

$$\Rightarrow l'_{CD} = 0,8 \times 3 = 2,4 \text{ m} .$$

$$l_{DE} = 4,2 \text{ m} \quad \text{travée intermédiaire} \Rightarrow l'_{DE} = 0,8 \times l_{DE} .$$

$$\Rightarrow l'_{DE} = 0,8 \times 4,2 = 3,36 \text{ m} .$$

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	
l (m)	4,80	4,25	3,00	4,20	3,15	
l' (m)	4,80	3,40	2,40	3,36	3,15	
appuis	1	2	3	4	5	6
l'_w (m)	0	4,80	3,40	2,40	3,36	3,15
l'_e (m)	4,80	3,40	2,40	3,36	3,15	0

Tableau III.3 : Travée de rive et travée intermédiaire type1.

- $P_{u\text{réel}} = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times b$

$$P_{u\text{réel}} = (1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 1) \times 0,6 = 5,95 \text{ KN/ml}$$

- $P_{u\text{red}} = 1,35 \times \left(\frac{2}{3} \times G \times b\right) + 1,5 \times Q \times b$

$$P_{u\text{red}} = 1,35 \times \left(\frac{2}{3} \times 6,24 \times 0,6\right) + 1,5 \times 1 \times 0,6 = 4,27 \text{ KN/ml}$$

$M_A = M_F = 0$ (Car le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquées, sur ces deux travées).

$$M_B = -\frac{5,95 \times [(4,80)^3 + (3,4)^3]}{8,5 \times (4,80 + 3,4)} = -12,79 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{5,95 \times [(3,4)^3 + (2,40)^3]}{8,5 \times (3,4 + 2,40)} = -6,41 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{5,95 \times [(2,4)^3 + (3,36)^3]}{8,5 \times (2,4 + 3,36)} = -6,29 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{5,95 \times [(3,36)^3 + (3,15)^3]}{8,5 \times (3,36 + 3,15)} = -7,44 \text{ KN.m}$$

✓ **Détermination de l'effort tranchant**

Charge uniformément répartie

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{P_u \text{ réel} \times l}{2} \\ V_e = V_w + P_u \text{ réel} \times l \end{cases}$$

▪ **Travées (AB)**

$$l = 4,80 \text{ m.}$$

$$M_w = 0$$

$$M_e = -12,79 \text{ KN.m}$$

$$P_u \text{ réel} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} V_w = \frac{-(-12,79)}{4,80} - \frac{5,95 \times 4,80}{2} = -11,61 \text{ KN} \\ V_e = -11,61 + (5,95 \times 4,80) = 16,94 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **Travées (BC)**

$$l = 4,25 \text{ m.}$$

$$M_w = -12,79 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -6,41 \text{ KN.m}$$

$$P_u \text{ réel} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} V_w = \frac{(-12,79) - (-6,41)}{4,25} - \frac{5,95 \times 4,25}{2} = -14,14 \text{ KN} \\ V_e = -14,14 + (5,95 \times 4,25) = 11,14 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **Travées (CD)**

$$l = 3 \text{ m}$$

$$M_w = -6,41 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -6,29 \text{ KN.m}$$

$$P_u \text{ réel} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} V_w = \frac{-6,41 - (-6,29)}{3} - \frac{5,95 \times 3}{2} = -8,96 \text{ KN} \\ V_e = -8,96 + (5,95 \times 3) = 8,88 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **Travées (DE)**

$$l = 4,2 \text{ m}$$

$$M_w = -6,29 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -7,44 \text{ KN.m}$$

$$P_u \text{ réel} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} V_w = \frac{-6,29 - (-7,44)}{4,2} - \frac{5,95 \times 4,2}{2} = -12,22 \text{ KN} \\ V_e = -12,22 + (5,95 \times 4,2) = 12,76 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Travées (EF)**

$$l = 3,15 \text{ m}$$

$$M_w = -7,44 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0$$

$$P_{u \text{ réel}} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} V_w = \frac{-7,44}{3,15} - \frac{5,95 \times 3,15}{2} = -9,93 \text{ KN} \\ V_e = -9,93 + (5,95 \times 3,15) = 8,81 \text{ KN} \end{cases}$$

- Les moments en travées

Charge uniformément répartie

$$M_t = M_w - V_w \times X_0 - \frac{P_{u \text{ réel}} \times X_0^2}{2}$$

Avec :

$$X_0 = \frac{-V_w}{P_{u \text{ réel}}}$$

- **Travées (AB)**

$$V_w = -11,61 \text{ KN}$$

$$M_w = 0$$

$$P_{u \text{ réel}} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$X_0 = \frac{-(-11,61)}{5,95} = 1,95 \text{ m}$$

$$M_t = -(-11,61) \times 1,95 - \frac{5,95 \times (1,95)^2}{2} = 11,33 \text{ KN.m}$$

- **Travées (BC)**

$$V_w = -14,14 \text{ KN}$$

$$M_w = -12,79 \text{ KN.m}$$

$$P_{u \text{ réel}} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$X_0 = \frac{-(-14,14)}{5,95} = 2,44 \text{ m}$$

$$M_t = -12,79 - (-14,14 \times 2,44) - \frac{5,95 \times (2,44)^2}{2} = 4,01 \text{KN.m}$$

- **Travées (CD)**

$$V_w = -8,96 \text{KN}$$

$$M_w = -6,41 \text{KN.m}$$

$$P_{u \text{ réel}} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$X_0 = \frac{-(-8,96)}{5,95} = 1,51 \text{ m}$$

$$M_t = -6,41 - (-8,96 \times 1,51) - \frac{5,95 \times (1,51)^2}{2} = 0,34 \text{KN.m}$$

- **Travées (DE)**

$$V_w = -12,22 \text{KN}$$

$$M_w = -6,29 \text{KN.m}$$

$$P_{u \text{ réel}} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$X_0 = \frac{-(-12,22)}{5,95} = 2,04 \text{ m}$$

$$M_t = -6,29 - (-12,22 \times 2,04) - \frac{5,95 \times (2,04)^2}{2} = 6,26 \text{KN.m}$$

- **Travées (EF)**

$$V_w = -9,93 \text{KN}$$

$$M_w = -7,44 \text{KN.m}$$

$$P_{u \text{ réel}} = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$$X_0 = \frac{-(-11,07)}{5,95} = 1,67 \text{ m}$$

$$M_t = -7,44 - (-9,93 \times 1,67) - \frac{5,95 \times (1,67)^2}{2} = 0,84 \text{KN.m}$$

	Plch/Solli	P	Effort tranchant									
			AB		BC		CD		DE		EF	
			V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e	V_w	V_e
ELU	Terrasse (H.9)	5,95	-11,61	16,94	-14,14	11,14	-8,96	8,88	-12,22	12,76	-9,93	8,81
	Etage courant	5,56	-10,85	15,83	-13,21	10,41	-8,38	8,31	-11,42	11,93	-9,28	8,24
	RDC	7,81	-15,24	22,24	-18,57	14,62	-11,76	11,67	-16,04	16,76	-13,03	11,57
ELS	Terrasse (H.9)	4,34	-8,47	12,36	-10,32	8,13	-6,54	6,48	-8,91	9,31	-7,24	6,43
	Etage courant	4,02	-7,84	11,44	-9,55	7,52	-6,05	6,00	-8,25	8,62	-6,70	5,95
	RDC	5,52	-10,77	15,72	-13,12	10,33	-8,31	8,24	-11,33	11,84	-9,21	8,17

Tableau III.4 : Moment fléchissant en appuis et en travée type 1.

RDC:

	Plch/Solli	P	Moment fléchissant										
			Ma en appuis						Mt en travée				
			MA	MB	MC	MD	ME	MF	MAB	MBC	MCD	MDE	MEF
ELU	Terrasse (H.9)	5,95	0,00	-12,79	-6,41	-6,29	-7,44	0,00	11,33	4,01	0,34	6,26	0,84
	Etage courant	5,56	0,00	-11,95	-5,99	-5,87	-6,95	0,00	10,59	3,74	0,32	5,85	0,78
	RDC	7,81	0,00	-13,79	-8,41	-8,26	-9,76	0,00	14,88	5,26	0,45	8,22	1,11
ELS	Terrasse (H.9)	4,34	0,00	-9,33	-4,68	-4,58	-5,43	0,00	8,26	2,93	0,25	4,57	0,62
	Etage courant	4,02	0,00	-8,65	-4,33	-4,25	5,02	0,00	7,66	2,71	0,23	4,23	0,57
	RDC	5,52	0,00	-11,87	-5,94	-5,83	-6,90	0,00	10,51	3,71	0,31	5,80	0,78

Tableau III.5 : Effort tranchant type 1.

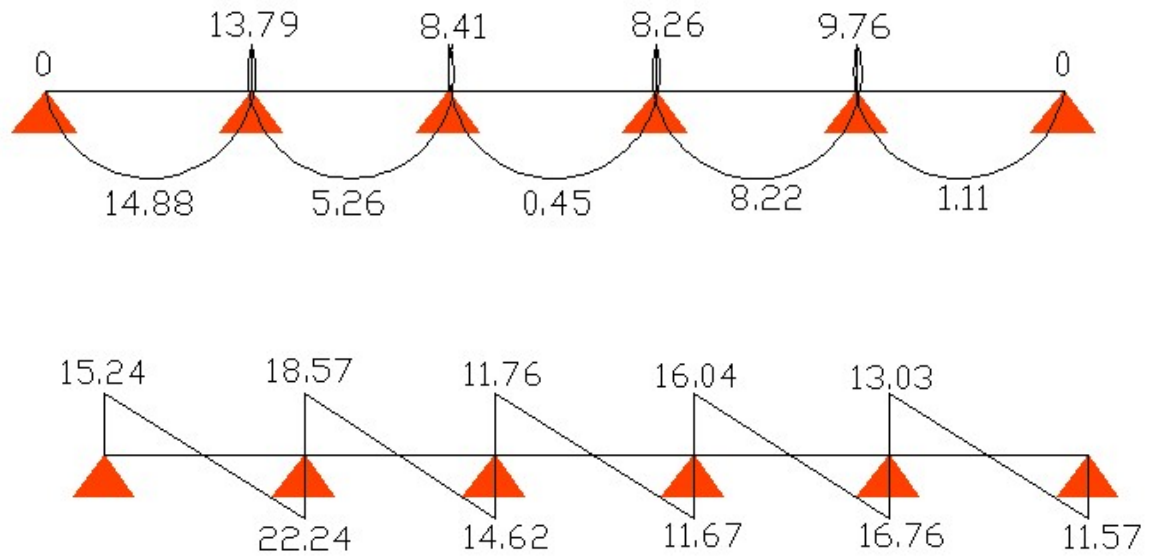


Figure III.2 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants RDC type1

Etage courant :

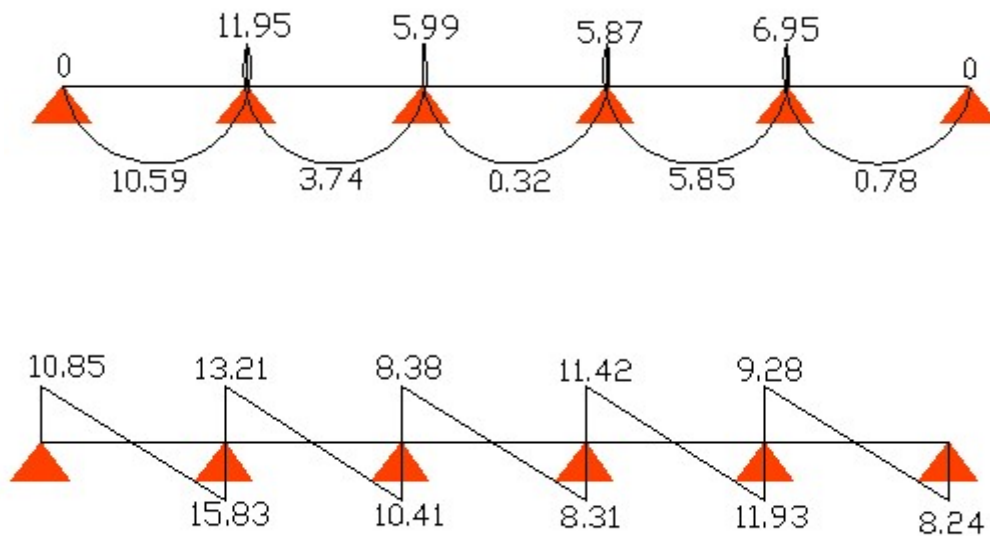


Figure III.3 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants étage courant type1

Terrasse :

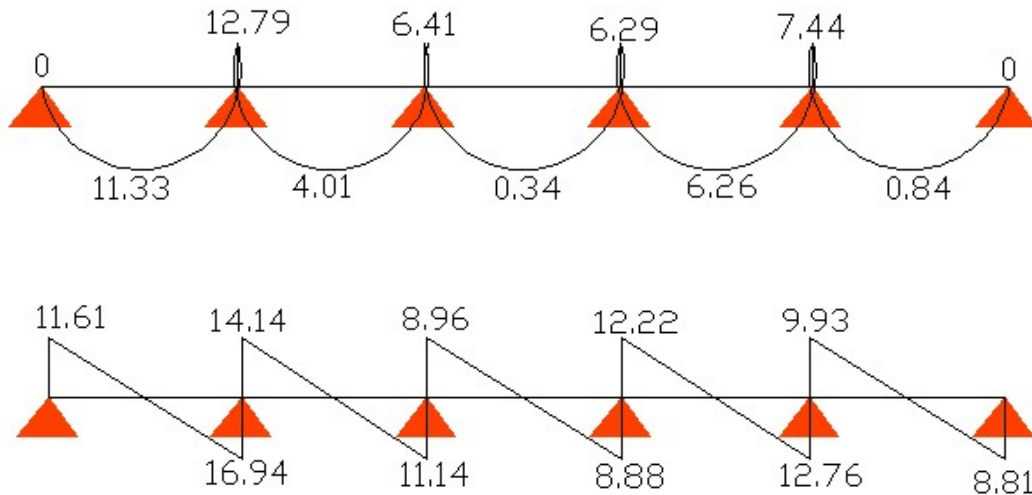
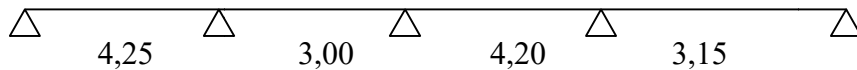


Figure III.4 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants terrasse type1

✓ **Type 02:**



$l' = l \Rightarrow$ travée de rive.

- $l' = 0,8 \times l \Rightarrow$ travée intermediaire.
- l'_w, l'_e : la travée gauche et la travée droite par rapport a l'appui consideré.

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{AB} = 4,25m \quad l'_{AB} = l_{AB} = 4,25 m. \\ \text{Travée de rive} \Rightarrow \\ l_{DE} = 3,15m \quad l'_{DE} = l_{DE} = 3,15m. \end{array} \right.$$

$$l_{BC} = 3 m \quad \text{travée intermédiaire} \Rightarrow l'_{BC} = 0,8 \times l_{BC} .$$

$$\Rightarrow l'_{BC} = 0,8 \times 3 = 2,4 m .$$

$$l_{CD} = 4,20 m \quad \text{travée intermédiaire} \Rightarrow l'_{CD} = 0,8 \times l_{BC} .$$

$$\Rightarrow l'_{CD} = 0,8 \times 4,20 = 3,36 m .$$

	A-B	B-C	C-D	D-E	
l (m)	4,25	3,00	4,20	3,15	
l' (m)	4,25	2,4	3,36	3,15	
appuis	1	2	3	4	5
l'_w (m)	0	4,25	2,4	3,36	3,15
l'_e (m)	4,25	2,4	3,36	3,15	0

Tableau III.6 : Travée de rive et travée intermédiaire type 2.

- $P_{u\text{réel}} = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times b$

$$P_{u\text{réel}} = (1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 1) \times 0,6 = 5,95 \text{ KN/ml}$$

$M_A = M_E = 0$ (Car le moment de flexion sur un appui est fourni par une formule forfaitaire à partir des charges appliquées sur les deux travées qui l'encadrent, en supposant qu'il ne dépend que des charges appliquées, sur ces deux travées).

$$M_B = -\frac{4,27 \times [(4,25)^3 + (2,4)^3]}{8,5 \times (4,25 + 2,4)} = -6,84 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4,27 \times [(2,4)^3 + (3,36)^3]}{8,5 \times (2,4 + 3,36)} = -4,51 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{4,27 \times [(3,36)^3 + (3,15)^3]}{8,5 \times (3,36 + 3,15)} = -5,34 \text{ KN.m}$$

Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELU (type 2)

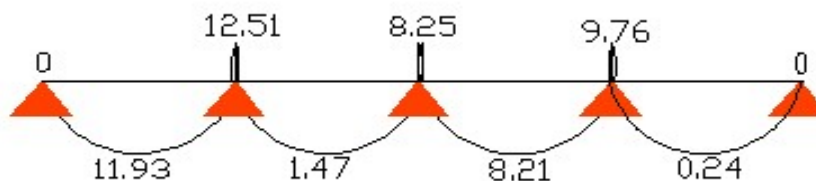
Plch/Solli	P _u	Moment fléchissant									
		Mt en appuis					Mt en travée				
		MA	MB	MC	MD	ME	MAB	MBC	MCD	MDE	
Terrasse (H.9)	5,95	0,00	-9,53	-6,28	-7,43	0,00	9,08	-1,12	6,26	0,18	
Etage courant	5,56	0,00	-8,91	-5,87	-6,95	0,00	8,49	-1,05	5,85	0,17	
RDC	7,81	0,00	-12,51	-8,25	-9,76	0,00	11,93	-1,47	8,21	0,24	
Terrasse (H.9)	4,34	0,00	-6,95	-4,58	-5,42	0,00	6,62	-0,82	4,56	0,14	
Etage courant	4,02	0,00	-6,44	-4,24	-5,02	0,00	6,14	-0,76	4,23	0,13	
RDC	5,52	0,00	-8,84	-5,83	-6,90	0,00	8,43	-1,04	5,81	0,18	

Tableau III.7 : Moment fléchissant en appuis et en travée type 2.

Plch/Solli	P	Effort tranchant							
		AB		BC		CD		DE	
		V _w	V _e	V _w	V _e	V _w	V _e	V _w	V _e
Terrasse (H.9)	9,95	-10,40	14,88	-10,00	7,84	-12,22	12,76	-9,52	9,21
Etage courant	5,56	-9,71	13,91	-9,35	7,32	-11,42	11,93	-8,90	8,61
RDC	7,81	-13,65	19,54	-13,13	10,29	-16,04	16,76	-12,51	12,09
Terrasse (H.9)	4,34	-7,58	10,85	-7,29	5,72	-8,91	9,31	-6,94	6,72
Etage courant	4,02	-7,03	10,05	-6,76	5,29	-8,25	8,62	-6,43	6,22
RDC	5,52	-9,64	13,81	-9,28	7,28	-11,34	11,84	-8,84	8,55

Tableau III.7 : Effort tranchant type 2.

RDC :



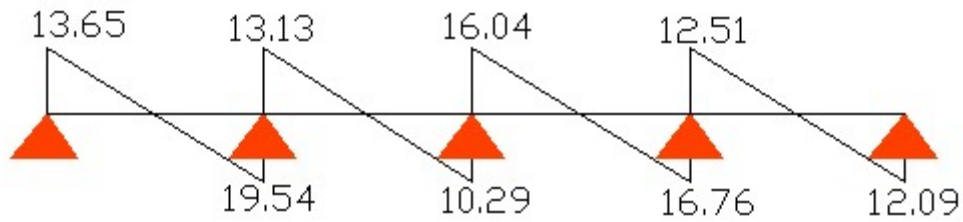


Figure III.5 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants RDC type2

Etage courant :

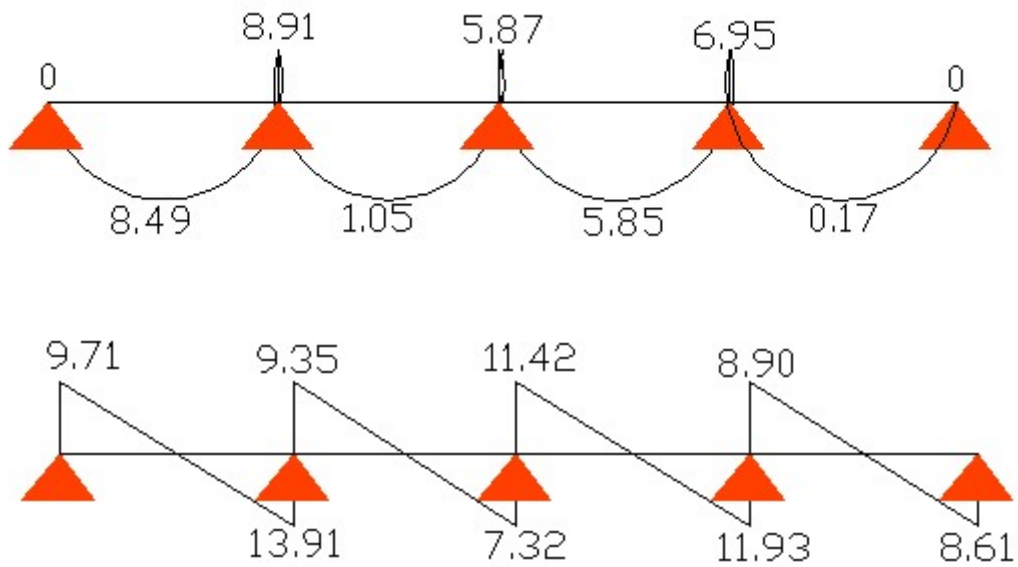
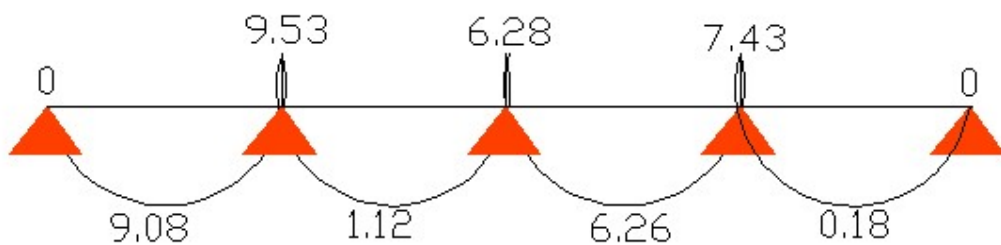


Figure III.6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants étage courant type2

Terrasse :



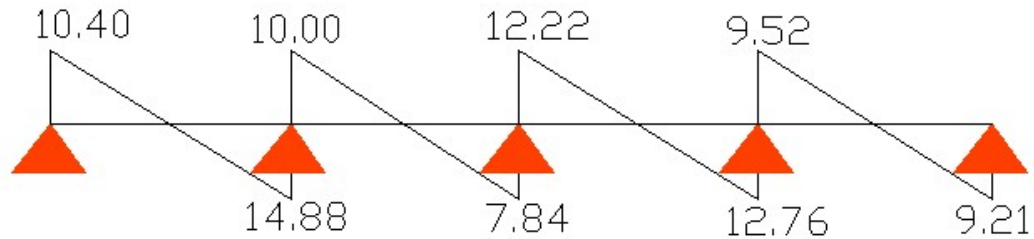


Figure III.7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants terrasse type2

III.3 Le ferrailage du poutrelle

Les armatures longitudinales

- **En travée :** $M_{t_{\max}} = 14,88 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait pour une section en ' TE ' soumise à la flexion simple.

$$d = h_t - e \quad \text{ou bien} \quad d = 0,9h_t$$

$$d = 0,9 \times 0,20 = 0,18\text{m}$$

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \quad \text{Avec :} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 54,53 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} = 54,53 \text{ KN.m} \geq M_{t_{\max}} = 14,88 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile h_t (60×20) cm^2 .

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{P_u}{P_{ser}} = \frac{7,81}{5,52} = 1,41$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1,41 + 49 \times 25 \times 1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,30254$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t_{\max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,88 \cdot 10^{-3}}{0,6 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu_{bu} = 0,061 < \mu_{lu} = 0,30254$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$, Le béton résiste seul à la compression.

$$\mu_{bu} = 0,054 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,18 \times (1 - 0,6 \times 0,054) = 0,174m .$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

$$\text{Section d'acier : } A_t = \frac{Mt_{\max}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{14,88 \times 10}{0,174 \times 348} = 2,46 \text{ cm}^2/m.$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{M_f}{Z_b \cdot f_e} = \frac{I}{0,81hv} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,83\text{cm}^2 < A_t$$

$$\text{Alors : } A_t = 2,46 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **3T12 (A=3.39cm²).**

- **En appui : $M_{a \max} = 13,79 \text{ KN.m}$**

$M_{tu} = 54,53 \text{ KN.m} > M_{a \max} = 13,79 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile h (12×20)cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,79 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,249$$

$$\mu_{bu} = 0,249 < \mu_{lu} = 0,30254$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$, Le béton résiste seul à la compression.

$$\mu_{bu} = 0,249 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,18 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,249) = 0,153m$$

$$\text{Section d'acier : } A_a = \frac{Ma_{\max}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{13,79 \times 10}{0,153 \times 348} = 2,59 \text{ cm}^2/m$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{M_f}{Z_b \cdot f_e} = \frac{I}{0,81hv} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,38\text{cm}^2 < A_a$$

$$\text{Alors : } A_a = 2,59 \text{ cm}^2/m.$$

Choix des armatures : **Soit 1T12 filante et T14 Chap (A=2.67cm²).**

En Travée			
M_{tmax} [KN.m]	A_t [cm ²]	A_{min} [cm ²]	choix des barres
14,88	2,46	0,83	3T12 (A=3.39cm ²)
En Appuis			
M_a max [KN.m]	A_a [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Choix des barres
13.79	2,59	0,38	1HA12+1HA14 (A=2,67cm ²)

Tableau III.8 : Ferrailage du poutrelle.

Ferrailage transversal :

$T_u = 19.54$ KN

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{195.4}{12 \times 18} = 0.90$ MPa ;

$\tau_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}) = 3.33$ MPa

$\tau_u = 0.90$

< $\bar{\tau}$ ⇒ les armatures tranches sol sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$\phi_6 \geq \min(\phi_1^{max}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}) = 0.57$ mm

$A_t = 2\phi_6 = 0.56$ cm²

Ecartement des armatures transversales :

$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} = -32.43$ cm

$\delta_{t2} \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 16.2$ cm

$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = 47.5$ cm

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 16.2$ cm

Vérification des conditions d'appuis :

Appuis de rive :

$T_u^{max} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 129762$ N

19540 N < 129762 N.....Condition Vérifiée

Appuis intermédiaire :

$T_u = \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ Condition Vérifiée

⇒ L'effort tranchant n'influe pas sur les armatures longitudinales.

Vérification des flèches :

L'article (B-6-8-4-24) des règles BAEL 91 ; nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_{tser}}{M_{aser}} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L: portée entre nus d'appuis.

H: hauteur totale de la section

D: hauteur utile de la section

B: largeur de la nervure

M_{tser}: moment maximale dans la travée supposée indépendante et reposent sur 2 appuis simples

A: section de armatures tendues

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.042 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{C. N. V} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.042 \geq \frac{1}{15} \frac{4846.3}{3256} = 0.009 \dots\dots \text{C. V} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.46}{12 \times 18} = 0.01 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots \text{C. N. V} \end{cases}$$

CHAPITRE IV :

Etude des éléments non structuraux

IV.1 Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de mon bâtiment (acrotère, les balcons, les escaliers, les dalles) vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

IV.2 Escaliers :

Un escalier est constitué d'une succession de marches, il sert à relier deux niveaux différents de construction. On appelle (emmarchement) la longueur de ses marches ; et le (giron) sa largeur.

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire de l'escalier ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées et un palier chacun.

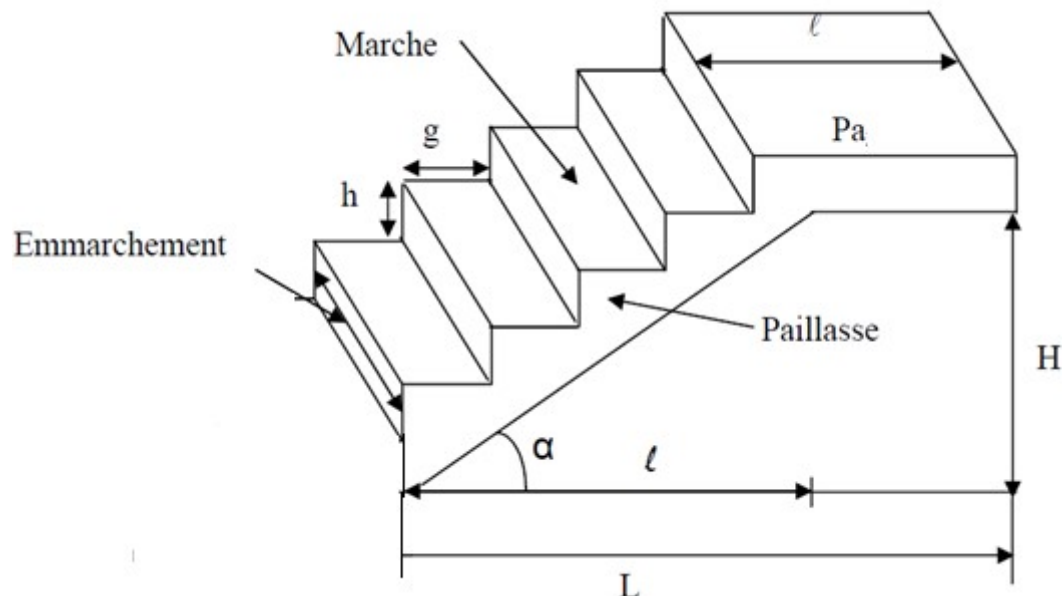


Figure IV.1 : schéma d'un escalier

Type d'escaliers :

IV.2.1 Etudes des escaliers à volée avec palier intermédiaire :

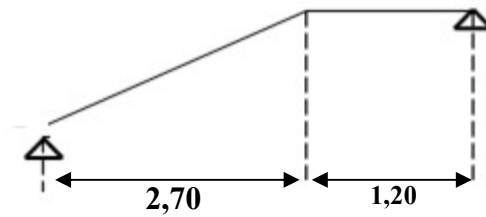


Figure IV.2: Schéma statique de l'étage courant

A. Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche.

H : hauteur d'un demi-étage.

g : largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

$n-1$: nombre de marches.

L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

A.1. Etage courant

$$H = \frac{340}{2} = 170 \text{ cm}, \text{ on prend } h = 17 \text{ cm}$$

Donc $n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10,00$ on prend $n=10$ (nombre de contre marches).

$n-1 = 9$ (nombre de marches).

$$\text{D'autre part : } (n-1) \cdot g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} \Rightarrow g = 30,00 \text{ cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :

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

$$2 \times 17 + 30,00 = 64,00 \text{ cm et que } 59 \text{ cm} \leq 64,00 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30,00} = 0,57 \Rightarrow \alpha = \text{arc tg } \alpha = 29,54^\circ.$$

B. Epaisseur de la paillasse et de palier

B.1. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{1}{30} \leq \text{ép} \leq \frac{1}{20} : \text{ On a } \frac{270}{\cos \alpha} = 3,10 \text{ cm.}$$

$10.33 \leq e_p \leq 15.5$ on prend $e_p = 11$.

B.2. Epaisseur de palier :

$$\Rightarrow e_{\text{palier}} = \frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{11}{\cos \alpha} \quad e_{\text{palier}} = 12,77 \text{ cm.}$$

On prend $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$

On adopte $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm.}$

C. Descente de charge

C.1. volée :

Désignation		E(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal		0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal		0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin		0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 20 \times h/g$		0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$		0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$		/	22,00	1,87
Garde- corps		/	/	0,10
Enduit en plâtre $e_p / \cos \alpha$		0,02	10,00	0,23
G =	7,61	(kN/m ²)		
Q =	2,50	(kN/m ²)		

Tableau IV.1 : descente de charge (volée).

$$q_{u \text{ vol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser vol}} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml.}$$

C.2. Palier :

Désignation		E (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier $e_p \times 25$		0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage		0,02	20,00	0,40
Mortier de pose		0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin		0,02	18,00	0,36
enduit de plâtre		0,02	10,00	0,2
G =	4,86	(kN/m ²)		
Q =	2,50	(kN/m ²)		

Tableau IV.2 : descente de charge (palier).

$$q_{u\text{ pal}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10,31 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser pal}} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7.36 \text{ KM/ml.}$$

$$\frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{vu}} = \frac{14,02 - 10,31}{14,02} = 0,26 > 10\% = 0,10 \quad \text{Ok}$$

Donc le chargement est composé de la charge appliquée sur la volée et celle sur le palier.

D. Détermination des sollicitations

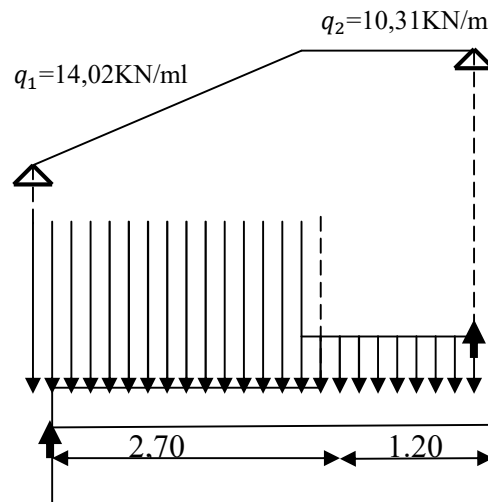


Figure IV.3 : Schéma statique de l'escalier.

-E.L.U :

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_1 \times 2,7) + (q_2 \times 1,20)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 50,23 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,20)^2}{2} q_2 + 2,7 \left(\frac{(2,7)}{2} + 1,20 \right) q_1 \right] / 3,9$$

$$\Rightarrow R_A = 26,65 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[2,7 \left(\frac{(2,7)}{2} \right) q_1 + 1,20 \left(\frac{(1,20)}{2} + 2,7 \right) q_2 \right] / 3,9$$

$$\Rightarrow R_B = 23,57 \text{ KN}$$

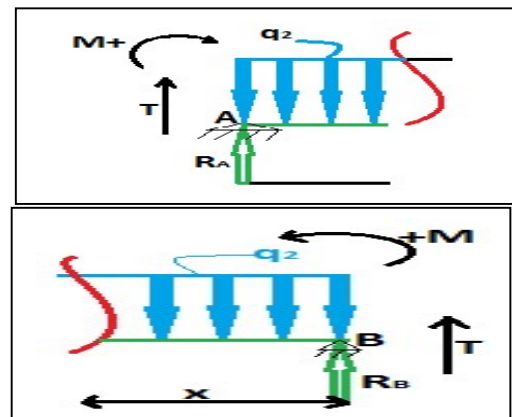
Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 2,7$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1,20$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



Le point du moment max coïncide avec le point d'effort tranchant nul.

$$0 \leq x \leq 2,7$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = R_A x - \frac{(x)^2}{2} q_1 \end{array} \right.$$

$$M'(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow V(x) = R_A - q_1(x) \rightarrow$$

$$X = 1,90 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = m(3,47) = 25,16 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\max} = 25,16 \text{ KN.m}$$

On doit considérer un encastrement partiel au niveau des appuis :

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 M_{\max} = 0,8 \times 25,16 = 20,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 25,16 = -7,59 \text{ KN.m}$$

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =-0,3M ₀)	Moment en travée (M _t =0,85M ₀)
0	26,65	26,65	0	26,65	25,16	-7,59	20,13
3,9	23,57	-23,57	0				

Tableau IV.3 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).

-E.L.S

Réactions des appuis

$$R_A = 19,21 \text{ KN}$$

$$R_B = 16,92 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =-0,3M ₀)	Moment en travée (M _t =0,85M ₀)
0	19,21	19,21	0	19,21	18,25	-5,48	14,6
3,9	16,92	-16,92	0				

Tableau IV.4 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S).

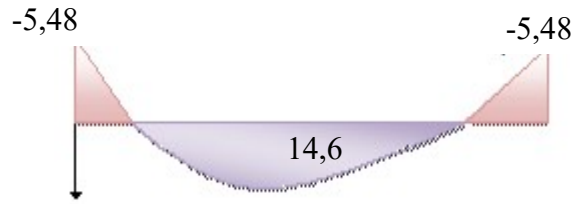


Figure IV.4: Diagramme des moments retenus.

Conclusion :

	M_{Tmax} (KN M)	M_{max} (KN.M)	T_{max} (KN)
ELU	20,13	-7,59	26,65
ELS	14,6	-5,48	19,21

Tableau IV.5 : Effort tranchant et moment fléchissant max.

E. Ferrailage:**E.1. E.L.U**-En travée $M_T = 20.13 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire (15x100) cm² en fissuration peu nuisible.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14,02}{10,11} = 1,39$$

$$(10^4 \cdot \mu_{lu} = 3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050) \quad (\text{MPa}) \rightarrow \text{pour FeE400.}$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) \cdot 10^4 = 0,296$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times (15) = 13,5 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu}} = \frac{20,13 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2} = 0,08$$

$$\mu_u = 0,08 < \mu_{ls} = 0,392 \Rightarrow A=0$$

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

$$\alpha = 0,10$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \cdot 0,09) = 0,130$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{20,13 \cdot 10^{-3}}{0,13 \cdot 348} = 4.45 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,45 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A = 4,45 \text{ cm}^2$

—→ Choix des barres : 6T12 ($A_{\text{dopte}} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

-Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

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

-Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

—→ Ar : 3T12 esp 15 $A_r = 3,39 \text{ cm}^2$

-En appui $M_a = 7,59 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire (15x100) cm^2 en fissuration peu nuisible.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{10,31}{7,36} = 1,40$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) \cdot 10^4 = 0,299$$

$$10^4 \cdot \mu_{lu} = 3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{Pour FeE400.}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ max}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{7,59 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,03$$

$$\mu_u = 0,03 < \mu_{ls} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,04) = 0,133 \text{ m.}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{7,59 \cdot 10^{-3}}{0,133 \cdot 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,64 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4T8 esp 15 ($A_{\text{dopte}} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

-Armatures de répartition

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_r : 2T8 \text{ esp } 15 A_r = 1.00 \text{ cm}^2$$

-Vérification des contraintes :

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

E.2. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

-En travée : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.430$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \qquad \gamma = \frac{14,02}{10,31} = 1,36$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12}) = 0,160$$

On a donc : $\alpha = 0,160 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow CV$

-En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,31}{7,36} = 1,40 \qquad \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,05$$

On a donc : $\alpha = 0,05 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow CV$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

-vérification les efforts tranchants

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{26,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,197 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,197 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.2 Étude de la poutre palière :

A. Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \text{ on prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ 0,4 h_t \leq b \leq 0,8 h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \text{ on prend } b = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

B. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm } 20 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t \geq 30 \text{ cm } \Leftrightarrow 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \quad , \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Suivant R.P.A : $\min (h, b) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

C. Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $G = 0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}$$

On a : $q_u = 1,35 \times 1,5 + 1,5 \times 2,5 = 5,77 \text{ KN/m}$

$$q_{\text{ser}} = 1,5 + 2,5 = 4 \text{ KN/m}$$

D. Calcul des sollicitations

a. E.L.U

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 10,97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85.M_0 = 9,32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3.M_0 = -3,29 \text{ KN.m}$$

$$T_x = ql/2 = (5,77 \times 3,9) / 2 = 11,25 \text{ KN}$$

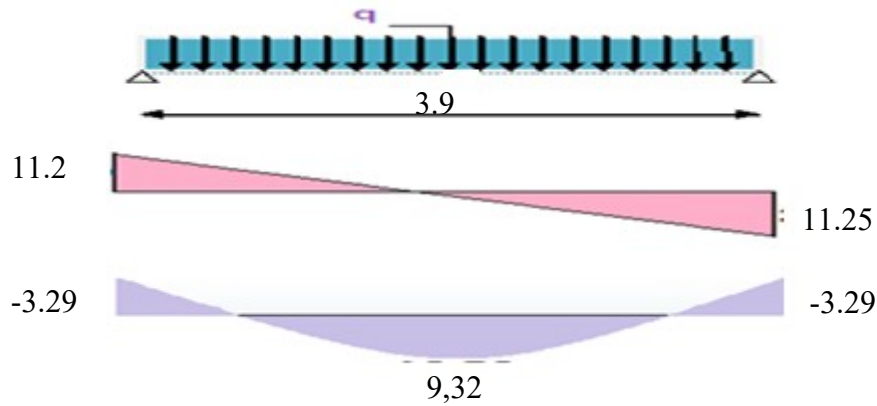


Figure IV.5: Diagrammes des (M(KN.m) et T(KN)) de la poutre palière.

b. E.L.S :

$$M_0 = \frac{q_{us} l^2}{8} = 7,61 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85.M_0 = 6,47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3.M_0 = -2,28 \text{ KN.m}$$

$$T_x = q_{us} l / 2 = (4 \times 3,85) / 2 = 7,8 \text{ KN}$$

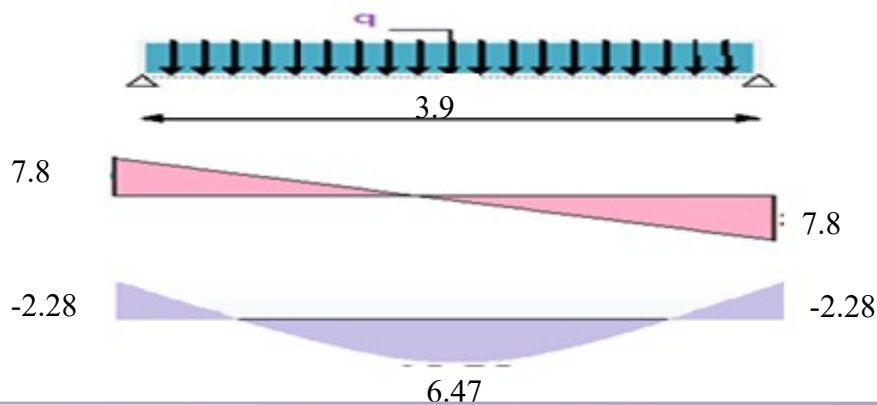


Figure IV.6 : Diagrammes des (M(KN.m) et T(KN)) de la poutre palière.

E. Calcul du ferrailage :

a. E.L.U :

-En travée

$$\mu = \frac{14,6 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2} = 0,06 < \mu_1 = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$Zb = 1 - 0,40\alpha = 0,968$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{Zb \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,6 \cdot 10^{-3}}{0,968 \times 0,135 \times 348} = 3,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 3,21 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T14

-En appui :

$$\mu = \frac{5,48 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_1 = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$Zb = 1 - 0,40\alpha = 0,984$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{Zb \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,48 \cdot 10^{-3}}{0,984 \times 0,135 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ Choix : 3T14}$$

-E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{e28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

-En travée :

$$\gamma = 1,42$$

$$\alpha = 0,09 < 0,46 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-En appui :

$$\alpha = 0,03 < 0,46 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

-Vérification l'effort tranchant:

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 19,46 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Escalier	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A répartition (cm ²)	Choix des barres
Poutre de Gp Palier					
Travée	4,45	1,63	6T12 Esp=15cm	2,31	3T12 Esp=15cm
Appui	1,64	1,63	4T8 Esp=15cm	1,13	2T12 Esp=15cm
Travée	3,21	1,63	3T14 Esp=15cm		
Appui	1,19	1,63	3T14 Esp=15cm		

Tableau IV.6 : Ferrailage d'escalier et la poutre de palier

IV.3 Etude des balcons :

Il s'agit d'une dalle pleine, leur étude est assimilée à une console encadrée sur trois côtés sollicités par différentes charges G.Q.P

Avec :

G : Charge répartie (Poids propre du balcon)

P : Charge permanente (charge concentrée du mur)

Q : Surcharge d'exploitation.

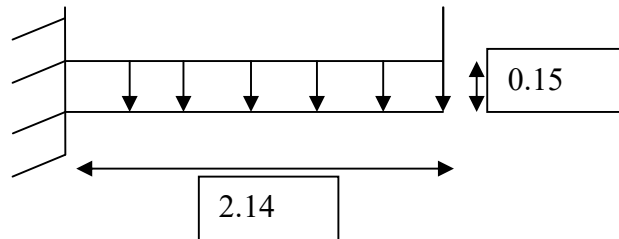


Figure IV.7: Schéma d'un balcon

IV.3.1 Choix de l'épaisseur des dalles : type : 1

D'après le BAEL 91 : $e \geq \frac{L_x}{20}$

Donc : $e \geq \frac{L_x(\max)}{20} = \frac{2.14}{20} = 0,107\text{m} \rightarrow$ en prend : $e = 15\text{ cm.}$

IV.3.2 Descente des charges

- $G = 7.40\text{ KN/m}^2$
- $Q = 3.5\text{ KN/m}^2$

L'ELU:

$$P_u = [1,35G + 1,5Q] \times 1 = 15,24\text{ KN/ml}$$

L'ELS:

$$P_s = [G + Q] \times 1 = 10,9\text{ KN/ml}$$

IV.3.3 Calcul des Moment fléchissant :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.14}{1.265} = 1.67 \Rightarrow \text{Donc le Dalle travaille dans un seul sens si } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$$

Charge concentrée P:

Donc : la charge concentrée de mur (qswcx pour une bande de 1m) :

- La hauteur de garde corps : $H=1\text{m.}$
- Poids propre de la brique creuse $e=10\text{cm} \Rightarrow 14 \times 0.1 = 1.4\text{ KN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e_p=2\text{cm}$) $\Rightarrow 0,36\text{ KN/m}^2$
- Enduit de plâtre ($e=2\text{cm}$) $\Rightarrow 12 \times 0.02 = 0.24\text{ KN/m}^2$

$$D'où P = (1.4 + 0.30 + 0.24) \times 1 = 1.94 \text{ KN/ml}$$

L'ELU:

$$q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 1 = 15.24 \text{ KN/ml}$$

$$P_{u \text{ mur}} = [1.35 P] \times 1 = 2.61 \text{ KN/ml}$$

L'ELS:

$$q_s = [G + Q] \times 1 = 10.9 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G = 1.49$$

-Calcul des sollicitations :

• **ELU**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + (P_u \times l) \Rightarrow M_u = \frac{15.24 \times 2.14^2}{2} + (2.61 \times 2.14)$$

$$M_u = 39.19 \text{ KN.m}$$

• **ELS**

$$M_{ser} = \frac{p_{ser} l^2}{2} + (P_s l) \Rightarrow M_{ser} = \frac{10.9 \times 2.14^2}{2} + (1.85 \times 2.14)$$

$$M_{ser} = 28.92 \text{ KN.m}$$

-Calcul du ferrailage :

$$d = 0.15 - 0.02 = 0.135 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39.19 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.151$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{39.19}{28.92} = 1.36$$

Pour un acier FeE400, nous avons :

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{C28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.297$$

$$\mu_{bu} = 0.151 < \mu_{lu} = 0.297 \Rightarrow A' = 0$$

On utilise la méthode simplifiée

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.151}) = 0.20$$

$$Z_b = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.20) = 0.124 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{39.19 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.124 \times 348} = 9.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 9.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

-Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$$

-Vérification de L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u < \tau_{\lim} = [0.07(f_{c28} / \gamma_b)] = 1.16 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = P_u l + 1.35 P = (15.24 \times 2.14) + (1.35 \times 2.01) = 35.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.26 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \tau_{\lim} = 1.16 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A répartition (cm ²)	Choix des barres
9.08	1.57	6T14 Esp = 15cm	2.30	2T14 Esp = 15cm

Les types	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L (m)	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	A (Cm ² /ml)	A _r (Cm ² /ml)		
Type 1	7.40	3.5	2.14	29.79	21.41	9.23	6T14	3.08	2T14

Tableau IV.7 : Ferrailage de la dalle de balcon

ELS :

$$M_{s \max} = 28.92 \text{ kN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t2}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre:

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{9.23}{100} = 1.38 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 1.38 \times 13.5 = 37.26 \text{ cm}^2$$

$$Y = -1.38 + \sqrt{(1.38)^2 + 37.26} = 4.88 \text{ cm}$$

$$Y = 4.88 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4.88)^3 + 15 \times 9.23 \times (15 - 4.88)^2$$

$$I = 18053.08 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{28.92 \times 10^3}{18053.08} = 1.60 \text{ MPa/cm}$$

Etat limite de compress**ion du béton :**

$$\sigma_b = K.Y = 1.60 \times 4.88 = 7.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = 7.82 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Les armatures calculées à l' E.L.U.R conviennent.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2T14 \quad A = 3.08 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

IV.4 Ascenseur:

L'ascenseur est un appareil de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositifs de sécurité. Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se

déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur (ou gaine d'ascenseur).

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général, se trouvent au dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine le contrepoids, les câbles et les divers accessoires.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15 cm.

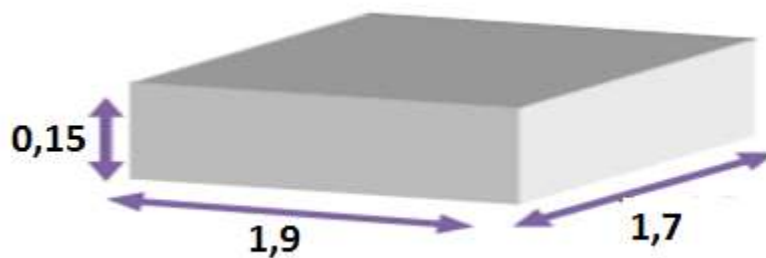


Figure IV.8: Schéma de la dalle d'ascenseur.

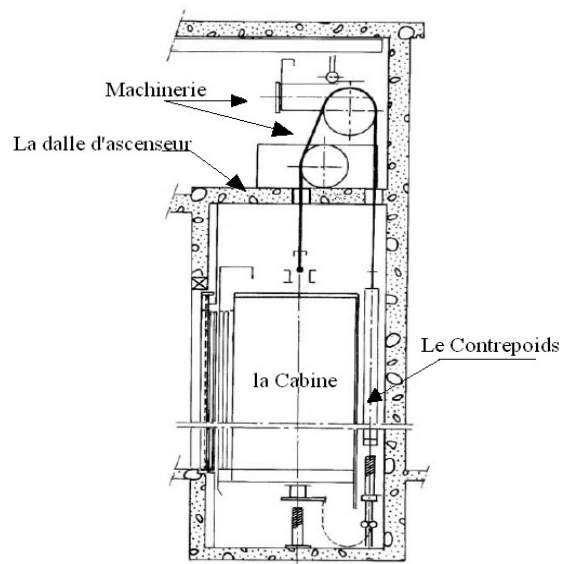


Figure IV.9 : schéma de l'ascenseur

IV.4.1 Étude de la dalle d'ascenseur :

a. Les charges appliquées sur la dalle sont :

- Charge permanente :

- $g_1 =$ poids propre de la dalle $= 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- $g_2 =$ poids de la cabine + machinerie + contrepoids
- $g_2 = 16.3 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 5.00 \text{ KN/m}^2$

Soit : $G = g_1 + g_2 = 20.05 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1 = 34.56 \text{ KN/m}^2$

$P_{ser} = G + Q = 25.05 \text{ KN/m}^2$

$L_x = 1.9 \text{ m}$, $L_y = 1.7 \text{ m}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.9}{1.7} = 1.12 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte dans les deux directions.

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2.4(1.12)^3)} = 0.0285$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0.95(1 - \alpha)^2] = 1.24$$

-Les moments isostatiques pour une largeur unitaire :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0ux} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 3.56 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Moments dans la dalle :

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75(3.56) = 2.67 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75(4.41) = 3.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis:

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -1.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -2.205 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

-En travée :

Sens L_x :

$$M_{tx} = 2.67 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{34.56}{25.05} = 1.38$$

Pour FeE400 et $f_{c28} < 30 \text{ MPa}$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.67}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,010 < 0.292 \Rightarrow A' = 0$$

$$Z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.134 \text{ m}$$

-Section d'armature :

$$A_{tx} = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{2.67 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.134 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la contrainte de compression :

$$\beta_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.012$$

$$\gamma = \frac{Pu}{Pse} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,024 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

-Sens Ly :

$$M_{ly} = 3.30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.30}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0127 < 0,292 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow$ méthode simplifiée

$$Z = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,13 (1 - 0,6 (0,0127)) = 0,129 \text{ m}$$

-Section d'armature :

$$A_{ly} = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{3,30 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.13 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la contrainte de compression :

$$\beta_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\gamma = \frac{Pu}{Pse} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,019 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

La condition de la contrainte n'est pas nécessaire $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

-En appui :

-Sens Lx :

Max=-1.78KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.78}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,0069$$

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

$\rightarrow \mu_{bu} < 0.292 \Rightarrow$ méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.135(1 - 0.6(0.0069)) = 0.134m$$

$$A_a = \frac{1.78 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.134 \times 348} = 0.38cm^2$$

-Sens Ly:

May=-2.05KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.05}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,0011$$

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

$\rightarrow \mu_{bu} < 0.292 \Rightarrow$ méthode simplifiée

$$A_a = \frac{2.05 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.135 \times 348} = 0.44cm^2$$

-Section minimale d'armature :

$$FeE400 \rightarrow A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.15 = 1.2cm^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min} = \frac{3 - 0.0075}{2} (1.2) = 1.79cm^2 / ml$$

-L'espacement:

$$S_{tx} \leq \min(3h; 33cm) = (45; 33) = 33cm$$

$$S_{tx} = 20cm < 33cm \dots\dots\text{condition vérifié}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h; 45) = \min(60; 45) = 45cm$$

$$S_{ty} = 25cm < 45cm \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

$$T_x = P_u \cdot \frac{l_x}{2} = 34.56 \cdot \frac{1.9}{2} = 32,82KN$$

$$T_y = P_u \cdot \frac{l_y}{2} = 34.56 \cdot \frac{1.7}{2} = 29.37 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{32,82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.243 \text{MPa}$$

$$\tau_{u \text{ lim}} = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{MPa}$$

⇒ $\tau_u < \tau_{u \text{ lim}}$ condition vérifiée.

Sens	Position	As cm ²	Amin cm ²	A adopté cm ²	Choix des barres	Esp cm
L _x	Appuis	0,57	1,79	1,79	4T12	20
	Travée	0,73	1,79	1,79	4T12	20
L _y	Appuis	0,38	1,79	1,79	4T12	25
	Travée	0,44	1,79	1,79	4T12	25

Tableau IV.8 : Ferrailage de la dalle d’ascenseur.

IV.5 Etude de l’acrotère

L’acrotère est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à : son poids propre (Wp) et un moment dû à la force horizontale (Fp), donc elle sera calculée à la flexion composée. Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur et d’une épaisseur de 10 cm, d’après les règles parasismiques algériennes (R.P.A 99 version 2003)

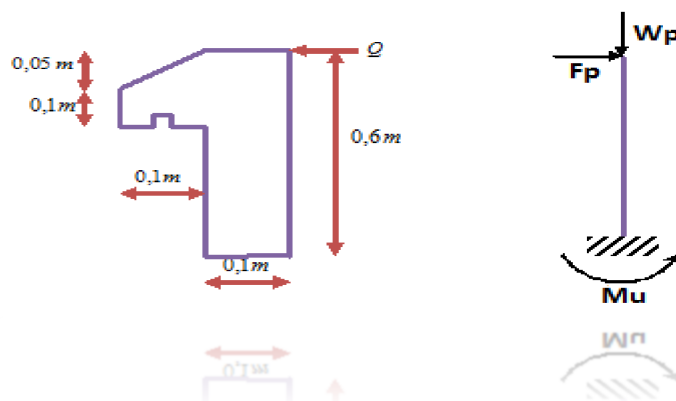


Figure IV.10: Acrotère (terrasse inaccessible).

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Tel que :

-A : coefficient d’accélération de zone.

-Cp : facteur de force horizontale.

-Wp : poids propre

Géométrie	
La hauteur h	60cm
L'épaisseur h ₀	15cm
L'enrobage c	2cm
La surface S	0.0725m ²

Matériaux	
Béton de résistance f _{c28}	25MPa
Acier de limite élastique f _e	400MPa

Tableau IV.9 : détail géométrique de l'acrotère.

IV.5.1 L'évaluation des charges :

-Poids propre de l'acrotère

$$G_1 = G \times \text{surface}_{\text{acrotère}}$$

S : Surface latérale de l'acrotère.

$$(0,6 \times 0,10) + (0,10 \times 0,10) + \frac{0,05 \times 0,1}{2} = 0,0725 \text{m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0,0725 = 1,812 \text{ KN/ml}$$

-Enduit en ciment (e=2cm) :

$$G_2 = 20 \times e \times P \quad \text{avec } P : \text{périmètre de l'acrotère.}$$

$$\text{Tg}\alpha = 0,05/0,1 = 0,5 \quad \alpha = 26,57^\circ$$

$$P = 0,6 + 0,1 + 0,45 + 0,1 + 0,1 + 0,05/\sin 26,57^\circ = 1,461 \text{m}$$

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times 1,461 = 0,5847 \text{ KN/ml}$$

$$W_p = G_1 + G_2 = 1,812 + 0,5847 = 2,39 \text{ KN/ml}$$

IV.5.2 Calcul de la force horizontale :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,39 = 1,147 \text{ KN/ml}$$

A : coefficient d'accélération de zone: A1 = 0.15 « zone I ; tous groupes ».

Cp : facteur de force horizontale : Cp = 0.8 (élément en console Tableau 6.1)

Le calcul se fait à la flexion composée.

IV.5.3 Calcul des sollicitations :**-A l'état limite ultime (E.L.U)**

$$N_u = 1,35W_p = 1,35 \times 2,39 = 3,226 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5.F_p.h = 1,5 \times 1,147 \times 0,6 = 1,032 \text{ KN.m}$$

-Excentricité du premier ordre

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250} \right)$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{1,032}{3,22} + 0,02 = 0,34 \text{ m}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'état limite ultime.

- Sollicitations corrigées pour le flambement

Puisque $N_u > 0$ —→ on a une compression

-Elancement géométrique

$$l_f = 2.L_0$$

$$l_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12 < \max \left(15, \frac{20e_1}{h} \right) \quad h : \text{La hauteur totale de la section dans la direction du}$$

$$\text{flambement (} h = 10 \text{ cm)} = 12 < \max \left(15, \frac{20 \times 0,34}{0,1} \right).$$

-Excentricité du second ordre

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (φ généralement égale à : 2)

e_2 : L'excentricité due aux efforts de second ordre

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{W_p}{W_p + F_p} = \frac{2,39}{2,39 + 1,147} = 0,67$$

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha . \varphi) = \frac{3.(1,2)^2}{10^4.0,1} . (2 + 0,67.2) = 0,0144 \text{ m}$$

- Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée

$$N_u = 3,22 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u(e_1 + e_2) = 3,22(0,3544) = 1,141 \text{ KN.m}$$

$$e_{\text{totale}} = e_1 + e_2 = 0,3544\text{m}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,3544 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,3844\text{m}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot e_a = 3,22 \cdot 0,3844 = 1,237\text{KN.m}$$

- A l'état limite de service (E.L.S) :

$$N_{ser} = W_p = 2,39\text{KN}$$

$$M_{serG0} = F_p \cdot h = 1,147 \cdot 0,6 = 0,688\text{KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,688}{2,39} = 0,287\text{m}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,287 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,317\text{ m}$$

$$M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 2,39 \cdot 0,317 = 0,757\text{ KN. m}$$

IV.5.4 Calcul des sections d'aciers :

-Moment réduit de référence à l'état limite ultime

$$\mu_{bc} = 0,8 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right) = 0,8 \cdot \frac{10}{8} \left(1 - 0,4 \frac{10}{8}\right) = 0,5$$

-Moment réduit agissant

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,273 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 0,08^2 \cdot 14,2} = 0,01$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < \mu_{bc} = 0,5 \Rightarrow \text{section partiellement Comprimée}$$

-Calcul des aciers en flexion simple

$$f_{bu} = 14,2$$

$$f_{ed} = 348\text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < \mu_{lu} = 0,392 (\text{Acier fe400}) \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,0795\text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{1,237 \cdot 10^{-3}}{0,0795 \cdot 348} = 0,45\text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Armature en flexion composée

$$A' = 0$$

$$A = A - \frac{N_u}{\sigma_{se}} = 0,45 - \frac{3,22 \cdot 10^{-3}}{348} = 0,44\text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Section minimale

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{perimetre}(m)}, \frac{0,2 \cdot B}{100} \right\} = \max \left\{ \frac{4 \text{ cm}^2}{1,46}, \frac{0,2 \cdot 100}{100} \right\}$$

$$A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures 3T10 (A=2,36cm²) st = 20cm

-Armature de répartition

$$A_r = A/4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 2T10 (A=1,57cm²) st = 20cm.

-Vérification des contraintes : Fissuration préjudiciable

Il faut que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\text{Avec } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,01$$

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1,237}{0,757} = 1,63$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,63 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,565.$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0,01 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,565 \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow CV$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_e = 266,66 \text{ MPa} \\ 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{t28}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1).$$

$$K = \frac{M_{serA}}{I} = \frac{0,757 \times 10^{-3}}{\frac{60 \cdot 10^3}{12} \times 10^{-8}} = 15,14 \text{ MN} \cdot \text{m}^3$$

$$Y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = 15A/b = 15 \cdot 2,01/100 = 0,301$$

$$F = 30A \cdot d/b = 30 \cdot 2,01 \cdot 8/100 = 4,824$$

$$\text{Donc } Y_1 = 1,916 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 15,14 \times (0,08 - 0,0192) = 13,81 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 13,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V.}$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = F_p = 1,147 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{1.147 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,014 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa.} \\ 5 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ C.V

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

H(m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A répartition (cm ²)	Choix des barres
0,6	0.44	1,74	T10+5T8f Esp = 20cm	0.98	T10+5T8f Esp = 20 cm

Tableau IV.10 : Ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible).

CHAPITRE V :
Etude sismique

V.1 Introduction

Cette étude est fondée essentiellement sur le règlement parasismique algérien RPA99/V2003 qui nous permettra de choisir la méthode de calcul la plus adéquate, et à l'aide d'un logiciel de calcul (SAP 2000) on modélise notre structure pour obtenir les périodes ainsi que les modes de notre ouvrage.

Les tremblements de terre ont représenté toujours un des plus graves désastres de l'humanité. La prédiction sûre et précise des séismes, si elle était possible, pourrait éviter les pertes de vies humaines, mais ne saurait sauvegarder le patrimoine bâti, la seule protection efficace est la construction parasismique.

Les règlements parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis à l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. En Algérie, les règles parasismiques Algériennes « **RPA 99/ V 2003** » définissent les règles ainsi que les dispositions constructives.

Combinaison d'action :

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

$$ELU=1.35G+1.5Q$$

$$ELS=G+Q$$

$$ELA=G+Q \pm 1.2E$$

$$ELA=G+Q \pm E$$

$$ELA= 0.8G \pm E$$

V.2 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Des différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, On cite :

- ✓ La méthode statique équivalente
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.
- **Méthode statique équivalente :**

Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

-Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale' par niveau.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.
- **Méthode d'analyse modale spectrale:**

- Principe de la méthode :

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

- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

-Domaine d'application :

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

• Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

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

V.2.1 Choix de la méthode de calcul :

Critères de classification par RPA 99/VI 2003 :

-Classification des zones sismiques:

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité algérienne et la répartition des zones par wilaya et par commune est présenté comme suite.

- ✓ **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- ✓ **ZONE I** : sismicité faible.
- ✓ **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- ✓ **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après répartition des zones citée ci-dessus : La wilaya de **Sidi bel abbés** situe dans une zone de sismicité faible '**ZONE I**'.

-Classification de l'ouvrage selon leur importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente. (régularité en plan).

- La modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

V.2.2 Présentation du logiciel du calcul (SAP2000) :**- Introduction :**

Le SAP 2000 est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis qui a beaucoup évolué par rapport à sa première version SAP 4 puis SAP80, SAP90, SAPIN et enfin SAP2000 v.9.0.3.

- Terminologie du SAP2000 :

La présentation des données pour le problème d'analyse d'une structure demande de décrire la géométrie de la structure et définir les conditions de chargement statique et dynamique de la structure.

- Modélisation :

Les dimensions géométriques de base dans la structure prévoient la création des nœuds qui sont définis par un système de numérotation et leur localisation dans l'espace grâce à leurs coordonnées dans un repère global tridimensionnelles.

- Repère :

Les données d'entrées sont préparées en tenant compte :

- Du repère global :

- ✓ coordonnées des nœuds.
- ✓ liaisons des nœuds aux supports extérieurs.
- ✓ contraintes aux nœuds.

- Du repère local :

- ✓ propriétés de section transversale de l'élément.
- ✓ élément de charge.
- ✓ les données de sortie (résultats) sont proposées en tenant compte du repère global.

- Propriétés du programme :**- Capacité :**

La capacité du programme SAP2000 est définie également en termes de nombre d'équation, des nœuds, nombre des éléments et nombre de condition de charge.

Option d'analyse :

a. Analyse statique : elle implique la résolution d'un système d'équation de type :

$$\{K\} \cdot \{U\} = \{F\}.$$

$\{K\}$: Matrice de rigidité.

$\{F\}$: Matrice de force.

$\{U\}$: Vecteur de déplacement.

b. Analyse dynamique : le type de chargement dynamique est en général de la forme : $M \cdot a = K \cdot U = \sin(\omega t) \cdot F$.

M : La matrice. a : Accélération. U : Déplacement.

K : Rigidité F : Force

ωt : La fréquence.

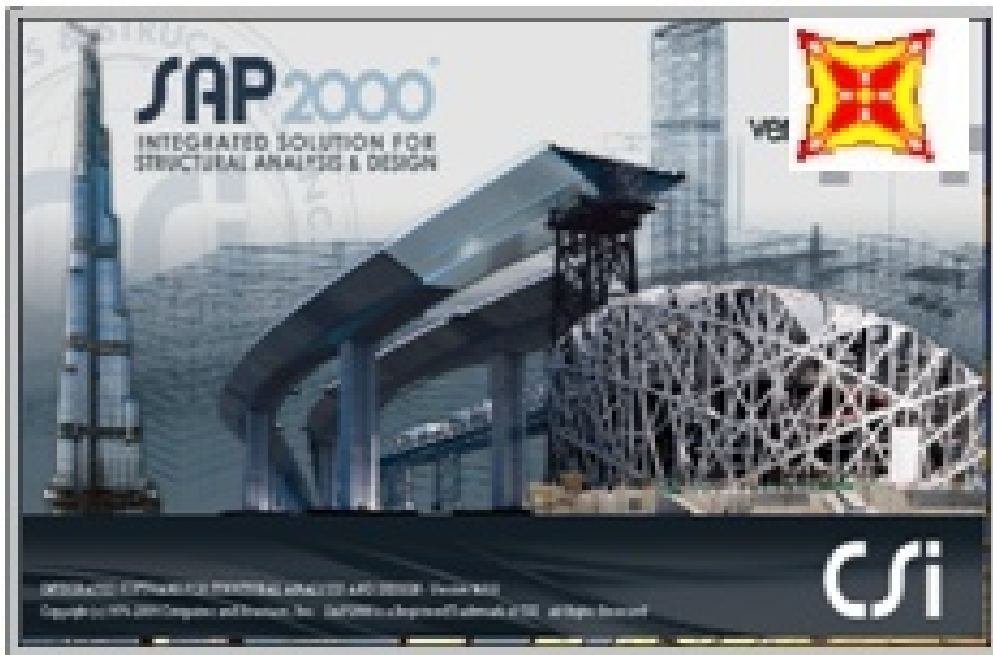


Figure V.1 : Version de SAP2000

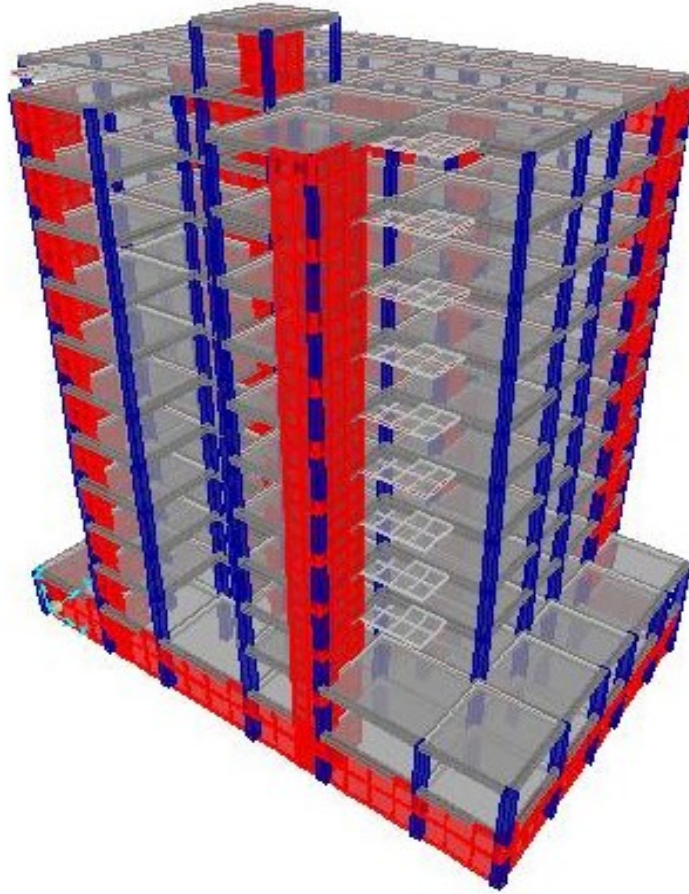


Figure V.2 : modélisation de la structure vue en 3D

-Chargement :

- a. **Charges statiques** : les charges statiques sur les éléments de structure prise en compte sont le poids propre des éléments, les charges uniformes, les charges trapézoïdal, l'effet de la température ... etc.
- b. **Charges dynamiques** : sont les charges provenant des sollicitations sismiques déterminées à partir des spectres de réponses ou à partir des accélérogrammes.

V.3 Définition du spectre de réponse de calcul :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction

d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité, et **S_a** : L'accélération maximale

Le graphe de l'équation précédente est le suivant :

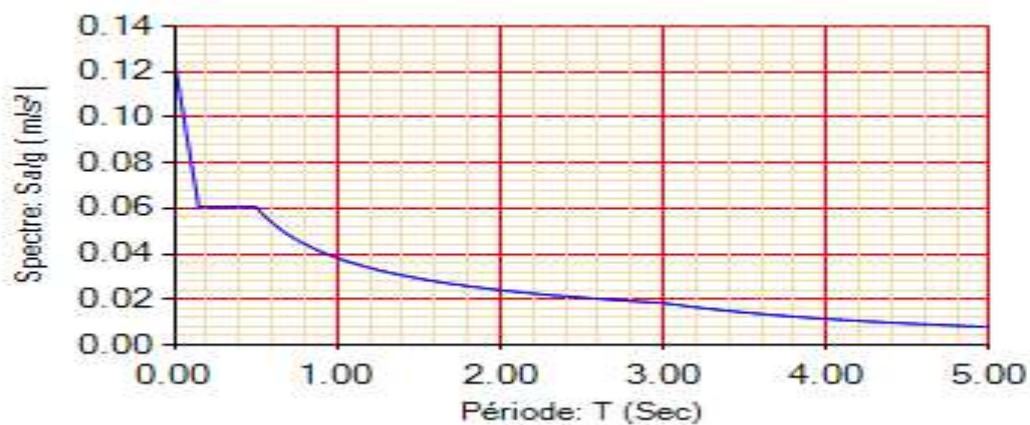


Figure V.3 : Spectre de réponse de calcul

-Résultantes des forces sismiques de calcul :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** v 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_{dy} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dy}}$.

V.4 Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

A : coeff d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Group	Zone			
	I	Ia	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V.1: Coefficient d'accélération de zone A

Dans notre cas, on est dans une Zone de type Ila et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : $A = 0,10$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec :

T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S_3) :

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_{2(sec)}$	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau V.2: Valeurs de T1 et T2

$$T_2 (S_3) = 0,5 \text{ sec}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.3: Valeurs de ξ (%)

On prend : $\xi = 10\%$ → Remplissage Dense

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0.764 \geq 0.7$$

- Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytique ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version2003 par la

$$\text{formule : } T = C_T h_n^{3/4}$$

Avec:

h_n : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_n = 37.4 \text{ m à partir du sous-sol.}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autos tables en béton armé sans remplissage en	0,075
2	maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,050
4	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	

Tableau V.4: Coefficient d'accélération de zone A

D'où : $C_T = 0,05$

Donc : $T = 0,05 \times (37,4)^{3/4} = 0,756 \text{ sec}$

Dans notre cas, (4^{ème} cas) on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{d}$$

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

a)- Sens transversale :

$$D_y = 25\text{m} \quad T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} = 0,05 \times (37,4)^{3/4} = 0,756\text{s} \\ \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 37,4}{\sqrt{25}} = 0,673 \end{array} \right. \Rightarrow T_y =$$

0,673s

b)- Sens longitudinale :

$$D_y = 20\text{m} \quad T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} = 0,05 \times (37,4)^{3/4} = 0,756\text{s} \\ \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 37,4}{\sqrt{20}} = 0,753 \end{array} \right. \Rightarrow T_x = 0,753\text{s}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut prendre la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Calcul du facteur d'amplification dynamique :

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

Avec : $T_2 (S3) = 0,5 \text{ sec}$

$$\Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.753}\right)^{2/3} = 1.678 \quad \Rightarrow D_x = 1.678$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.673}\right)^{2/3} = 1.809 \quad \Rightarrow D_y = 1.809$$

R : coef de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Cat.	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau V.5: valeurs du coefficient de comportement R

R = 5 (Mixte portiques/voiles avec interaction)

Q : est le facteur de qualité et été en fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_a$

à partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve :

a) - sens transversale : 'xx'

1. Conditions minimales sur les files de contreventement → **0,05**
2. Redondance en plan → **0**
3. Régularité en plan → **0,05**
4. Régularité en élévation → **0**
5. Contrôle de la qualité des matériaux → **0**
6. Contrôle de la qualité de l'exécution → **0.1**

$$Q_x = 1 + 0,2 = 1,2$$

b) - sans longitudinale : 'yy'

- c) Conditions minimales sur les files de contreventement → **0,05**
- d) Redondance en plan → **0**

- e) Régularité en plan → **0,05**
 f) Régularité en élévation → **0**
 g) Contrôle de la qualité des matériaux → **0**
 h) Contrôle de la qualité de l'exécution → **0.1**

$$Q_y = 1 + 0,2 = 1,2$$

Poids totale de la structure (w_t)

➤ W_t : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum w_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas,

- Pour les bâtiment d'habitation $\beta = 0,20$.
- Pour les bâtiment commercial $\beta = 0,50$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$.

V.5 Determiration des poids (w_t) de la stucture :

Poids :

Plancher à corps creux (16 + 4)	G.S
Plancher à dalle pleine e = 15 cm	$\gamma \cdot h \cdot S$
Poutres principales	$\gamma \cdot S \sum L$
Poutres secondaires	$\gamma \cdot S \sum L$
Voiles	$1/2 \cdot \gamma \cdot S \sum L \cdot H \cdot e$
Poteau	$\gamma \cdot S \cdot \frac{H}{2}$

Mur de façade	$\gamma_{mur} \cdot 80\% \sum L.H.$
Balcon	G.S
20 % surcharge d'exploitation	S.S. 20%

Masse sismique de chaque niveau :**Calcul des masses des éléments :****Acrotères :**

Terrasse non accessible :

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + ((0.05 \times 0.1)/2)] = 0.1 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Poids propre} \Rightarrow p = G \times S = 25 \times 0.1 = 2.50 \text{ kN/ml}$$

Plancher :

Plancher à corps creux (16 + 4) cm

$$\text{Etage courant : } G = 5,20 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Etage RDC et Sous-sol : } G = 5,20 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Etage terrasse : } G = 6,24 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{-Balcon: } G = 7,40 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- poids de la poutre principale 1: } \gamma_{ba} \times b \times h = 2500 \times 0,30 \times 0,40 = 3,00 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- poids de la poutre principale 2: } \gamma_{ba} \times b \times h = 2500 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- poids de la poutre secondaire: } \gamma_{ba} \times b \times h = 2500 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$$

Poteaux :

$$9^{\text{ème}} + 8^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,30 \times 0,30 \times 2500 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

$$7^{\text{ème}} + 6^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,35 \times 0,35 \times 2500 = 3,06 \text{ KN/ml}$$

$$5^{\text{ème}} + 4^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,40 \times 0,40 \times 2500 = 4,00 \text{ KN/ml}$$

$$3^{\text{ème}} + 2^{\text{ème}} + 1^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,45 \times 0,45 \times 2500 = 5,06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{RDC + Sous/sol} = 0,50 \times 0,50 \times 2500 = 6,25 \text{ KN/ml}$$

Plancher terrasse (9^{ème} étage) : niveau + 34.34m

$$S_t = 485.72 \text{ m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 461.64 \text{ m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24.08 \text{ m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : 461,64x6,24=2880,63kN	2880,63kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : 24,08x7,40=178,19kN	178,19kN

Poutres principales 1 : $3,00 \times 85,2 = 255,60 \text{kN}$	255,60kN
Poutres principales 2 : $2,625 \times 44,8 = 117,60 \text{kN}$	117,60kN
Poutres secondaires : $2,625 \times 117,5 = 308,43 \text{kN}$	308,43kN
½ voiles : $0,5 \times 0,20 \times 3,06 \times 25 \times 40,9 = 312,89 \text{kN}$	312,89kN
½ poteau : $0,5 \times 3,06 \times 2,25 \times 41 = 141,14 \text{kN}$	141,14kN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 102,8$	426,58kN
Acrotère : $2,5 \times 102,8 = 257 \text{kN}$	257kN
20 % surcharge d'exploitation: $1 \times 0,2 \times 485,72 = 97,14 \text{kN}$	97,14kN
W_0	4975,20kN

Plancher étage courant (8^{me} étage) : niveau + 31.28m

$$S_t = 472,88 \text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 448,80 \text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24,08 \text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : $448,80 \times 5,20 = 2800,51 \text{kN}$	2333,76kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : $24,08 \times 7,40 = 178,19 \text{kN}$	178,19kN
Poutres principales 1 : $3,00 \times 85,2 = 255,60 \text{kN}$	255,60kN
Poutres principales 2 : $2,625 \times 44,8 = 117,60 \text{kN}$	117,60kN
Poutres secondaires : $2,625 \times 117,5 = 308,43 \text{kN}$	308,43kN
½ voiles : $0,5 \times 0,20 \times 3,06 \times 25 \times 40,9 = 312,89 \text{kN}$	312,89kN
½ poteau : $0,5 \times 3,06 \times 2,25 \times 41 = 141,14 \text{kN}$	141,14kN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 102,8$	426,58kN
20 % surcharge d'exploitation: $1 \times 0,2 \times 472,88 = 94,58 \text{kN}$	94,58kN
W_1	4168,77kN

Plancher étage courant (7^{me} étage) : niveau +28.22m

$$S_t = 472,88 \text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 448,80 \text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24,08 \text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : $448,80 \times 6,24 = 2800,51 \text{kN}$	2333,76kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : $24,08 \times 7,40 = 178,19 \text{kN}$	178,19kN
Poutres principales 1 : $3,00 \times 85,2 = 255,60 \text{kN}$	255,60kN
Poutres principales 2 : $2,625 \times 44,8 = 117,60 \text{kN}$	117,60kN
Poutres secondaires : $2,625 \times 117,5 = 308,43 \text{kN}$	308,43kN
½ voiles : $0,5 \times 0,20 \times 3,06 \times 25 \times 40,9 = 312,89 \text{kN}$	312,89kN
½ poteau : $0,5 \times 3,06 \times 3,06 \times 41 = 191,95 \text{kN}$	191,95kN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 102,8$	426,58kN
20 % surcharge d'exploitation: $1 \times 0,2 \times 472,88 = 94,58 \text{kN}$	94,58kN
W_2	4219,58kN

Plancher étage courant (6^{ème} étage) : niveau +25.16m

$$S_t = 472.88\text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 448.80\text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24.08\text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : 448,80x6,24=2800,51kN	2333,76kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : 24,08x7,40=178,19kN	178,19kN
Poutres principales 1 : 3,00x85,2=255,60kN	255,60kN
Poutres principales 2 : 2,625x44,8=117,60kN	117,60kN
Poutres secondaires : 2,625x117.5=308,43kN	308,43kN
½ voiles : 0,5 × 0,20 × 3,06 × 25 × 40,9=312,89kN	312,89kN
½ poteau : 0,5 × 3,06 × 3,06 × 41=191,95kN	191,95kN
½ mur de façade : 0,5 × 0,3 × (3,06 – 0,40) × 1300 × 0,8 × 102,8	426,58kN
20 % surcharge d'exploitation: 1 × 0,2 × 472,88=94,58kN	94,58kN
W₃	4219,58kN

Plancher étage courant (5^{ème} étage) : niveau +22.10m

$$S_t = 472.88\text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 448.80\text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24.08\text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : 448,80x6,24=2800,51kN	2333,76kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : 24,08x7,40=178,19kN	178,19kN
Poutres principales 1 : 3,00x85,2=255,60kN	255,60kN
Poutres principales 2 : 2,625x44,8=117,60kN	117,60kN
Poutres secondaires : 2,625x117.5=308,43kN	308,43kN
½ voiles : 0,5 × 0,20 × 3,06 × 25 × 40,9=312,89kN	312,89kN
½ poteau : 0,5 × 3,06 × 4,00 × 41=250,92kN	250,92kN
½ mur de façade : 0,5 × 0,3 × (3,06 – 0,40) × 1300 × 0,8 × 102,8	426,58kN
20 % surcharge d'exploitation: 1 × 0,2 × 472,88=94,58kN	94,58kN
W₄	4278,55kN

Plancher étage courant (4^{ème} étage) : niveau +19.04m

$$S_t = 472.88\text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 448.80\text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24.08\text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : 448,80x6,24=2800,51kN	2333,76kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : 24,08x7,40=178,19kN	178,19kN
Poutres principales 1 : 3,00x85,2=255,60kN	255,60kN
Poutres principales 2 : 2,625x44,8=117,60kN	117,60kN

Poutres secondaires : $2,625 \times 117,5 = 308,43 \text{kN}$	308,43kN
½ voiles : $0,5 \times 0,20 \times 3,06 \times 25 \times 40,9 = 312,89 \text{kN}$	312,89kN
½ poteau : $0,5 \times 3,06 \times 4,00 \times 41 = 250,92 \text{kN}$	250,92kN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 102,8$	426,58kN
20 % surcharge d'exploitation: $1 \times 0,2 \times 472,88 = 94,58 \text{kN}$	94,58kN
W_5	4278,55kN

Plancher étage courant (3^{ème} étage) : niveau +15.98m

$$S_t = 472.88 \text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 448.80 \text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24.08 \text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : $448,80 \times 6,24 = 2800,51 \text{kN}$	2333,76kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : $24,08 \times 7,40 = 178,19 \text{kN}$	178,19kN
Poutres principales 1 : $3,00 \times 85,2 = 255,60 \text{kN}$	255,60kN
Poutres principales 2 : $2,625 \times 44,8 = 117,60 \text{kN}$	117,60kN
Poutres secondaires : $2,625 \times 117,5 = 308,43 \text{kN}$	308,43kN
½ voiles : $0,5 \times 0,20 \times 3,06 \times 25 \times 40,9 = 312,89 \text{kN}$	312,89kN
½ poteau : $0,5 \times 3,06 \times 5,06 \times 41 = 317,41 \text{kN}$	317,41kN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 102,8$	426,58kN
20 % surcharge d'exploitation: $1 \times 0,2 \times 472,88 = 94,58 \text{kN}$	94,58kN
W_6	4345,04kN

Plancher étage courant (2^{ème} étage) : niveau +12.92m

$$S_t = 472.88 \text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 448.80 \text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24.08 \text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : $448,80 \times 6,24 = 2800,51 \text{kN}$	2333,76kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : $24,08 \times 7,40 = 178,19 \text{kN}$	178,19kN
Poutres principales 1 : $3,00 \times 85,2 = 255,60 \text{kN}$	255,60kN
Poutres principales 2 : $2,625 \times 44,8 = 117,60 \text{kN}$	117,60kN
Poutres secondaires : $2,625 \times 117,5 = 308,43 \text{kN}$	308,43kN
½ voiles : $0,5 \times 0,20 \times 3,06 \times 25 \times 40,9 = 312,89 \text{kN}$	312,89kN
½ poteau : $0,5 \times 3,06 \times 5,06 \times 41 = 317,41 \text{kN}$	317,41kN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 102,8$	426,58kN
20 % surcharge d'exploitation: $1 \times 0,2 \times 472,88 = 94,58 \text{kN}$	94,58kN
W_7	4345,04kN

Plancher étage courant (1^{ème} étage) : niveau +9.86m

$$S_t = 472.88\text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 448.80\text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24.08\text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : 448,80x6,24=2800,51kN	2333,76kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : 24,08x7,40=178,19kN	178,19kN
Poutres principales 1 : 3,00x85,2=255,60kN	255,60kN
Poutres principales 2 : 2,625x44,8=117,60kN	117,60kN
Poutres secondaires : 2,625x117,5=308,43kN	308,43kN
½ voiles : 0,5 × 0,20 × 3,06 × 25 × 40,9=312,89kN	312,89kN
½ poteau : 0,5 × 3,06 × 5,06 × 41=317,41kN	317,41kN
½ mur de façade : 0,5 × 0,3 × (3,06 – 0,40) × 1300 × 0,8 × 102,8	426,58kN
20 % surcharge d'exploitation: 1 × 0,2 × 472,88=94,58kN	94,58kN
W₈	4345,04kN

Plancher RDC : niveau +6.80m

$$S_t = 561.53\text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 537.45\text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 24.08\text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : 448,80x5,20=2333,76kN	2333,76kN
Plancher à corps creux (16 + 4) : 88,65x6,24=553,18kN	553,18kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : 24,08x7,40=178,19kN	178,19kN
Poutres principales 1 : 3,00x85,2=255,60kN	255,60kN
Poutres principales 2 : 2,625x71,8=188,47kN	188,47kN
Poutres secondaires : 2,625x197,2=517,65kN	517,65kN
½ voiles : 0,5 × 0,20 × 3,40 × 25 × 40,9=347,65kN	347,65kN
½ poteau : 0,5 × 3,40 × 6,25 × 41=435,62kN	435,62kN
½ mur de façade : 0,5 × 0,3 × (3,06 – 0,40) × 1300 × 0,8 × 111,8	463,92kN
20 % surcharge d'exploitation: 1 × 0,2 × 561,53=112,31kN	112,31kN
W₉	5386,35kN

Plancher sous-sol: niveau +3.40m

$$S_t = 580.18\text{m}^2 S_{\text{Corps creux}} = 563.84\text{m}^2 S_{\text{dalle pline}} = 16.34\text{m}^2$$

Plancher à corps creux (16 + 4) : 563,84x5,20=2931,96kN	2931,96kN
Plancher à dalle pleine e = 15 cm : 16,34x7,40=178,19kN	120,91kN
Poutres principales 1 : 3,00x85,2=255,60kN	255,60kN
Poutres principales 2 : 2,625x71,8=188,47kN	188,47kN

Poutres secondaires : $2,625 \times 197,2 = 517,65 \text{ kN}$	517,65 kN
½ voiles : $0,5 \times 0,20 \times 3,40 \times 25 \times 40,9 = 347,65 \text{ kN}$	347,65 kN
½ poteau : $0,5 \times 3,40 \times 6,25 \times 48 = 510 \text{ kN}$	510 kN
½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,40 - 0,40) \times 1300 \times 0,8 \times 111,8$	523,22 kN
20 % surcharge d'exploitation: $1 \times 0,2 \times 580,18 = 116,03 \text{ kN}$	116,03 kN
W_{10}	5511,49 kN

Calcul du centre de masse et le moment massique :

On détermine le centre de masse à partir d'un repère global, la formule de calcul est :

$$x = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Dans le logiciel « SAP 2000 » les masses qu'on introduit ne comprennent pas les masses des poteaux, poutres et voiles car ils les calculent automatiquement tout seul.

La formule est la suivante : $M_{xy} = \frac{M}{A} (I_{xx} + I_{yy})$

M : masse du plancher considéré

A : Section du plancher

I_{xx} : Moment d'inertie du plancher / x_m

I_{yy} : Moment d'inertie du plancher / y_m

M_{xy} : Moment d'inertie massique

Niveau	A (m ²)	Masse (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	M _{xy} (t.m)
9 ^{ème} étage	485.72	4975,20	13.99	10.59	68752.36	110029.95	1833365.25
8 ^{ème} étage	472.88	4168,77	14.00	10.45	65466.34	107118.11	1523544.63
7 ^{ème} étage	472.88	4219,58	14.00	10.45	65466.34	107118.11	1542088.48
6 ^{ème} étage	472.88	4219,58	14.00	10.45	65466.34	107118.11	1542088.48
5 ^{ème} étage	472.88	4278,55	14.00	10.45	65466.34	107118.11	1563610.45
4 ^{ème} étage	472.88	4278,55	14.00	10.45	65466.34	107118.11	1563610.45
3 ^{ème} étage	472.88	4345,04	14.00	10.45	65466.34	107118.11	1587876.94
2 ^{ème} étage	472.88	4345,04	14.00	10.45	65466.34	107118.11	1587876.94
1 ^{er} étage	472.88	4345,04	14.00	10.45	65466.34	107118.11	1587876.94
RDC	561.53	5386,35	16.38	10.37	76679.56	165836.74	2329034.04
Sous/sol	580.18	5511,49	15.81	9.73	76990.40	171092.45	23594416.79

Tableau V.6: Récapitulatif donnant les poids suivant les niveaux

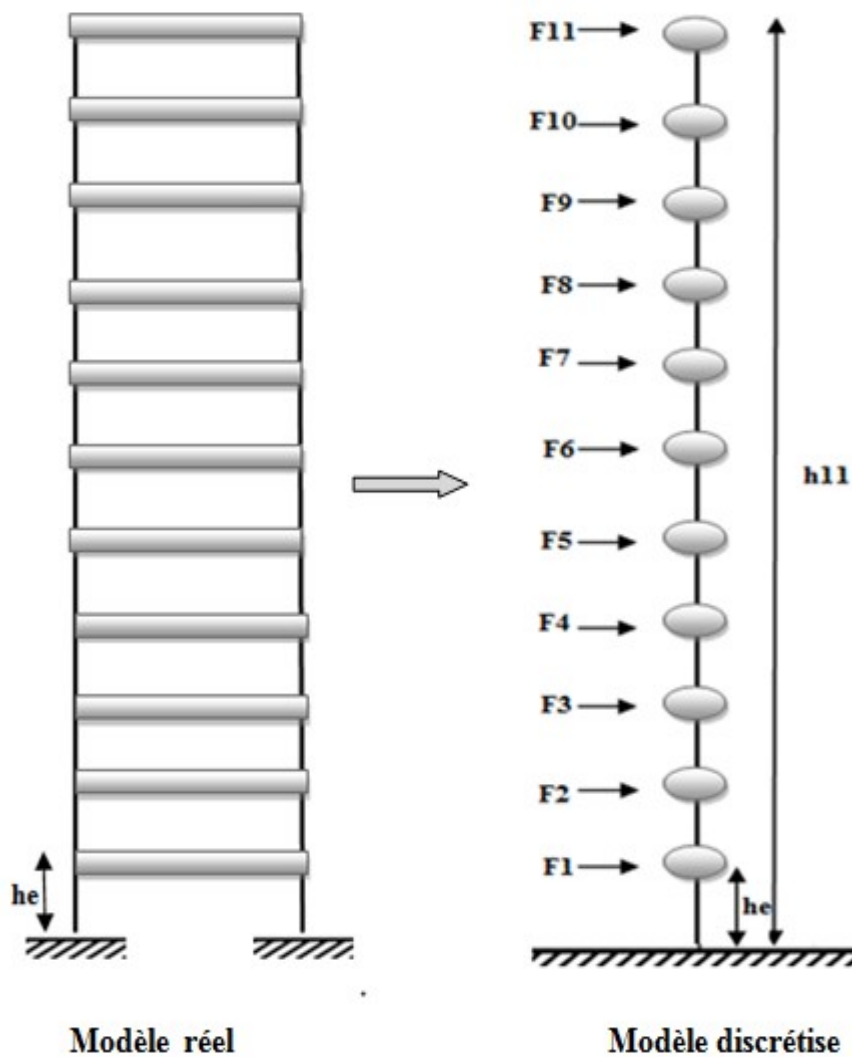


Figure V.4 : Système brochette

Le Poids totale de la structure :

$$w_T = 50073.19\text{KN}$$

La force sismique totale

<V>appliquée à la base dans les deux sens :

On a :

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

$$\Rightarrow V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.10 \times 1.178 \times 1.20}{5} \times 50073.19 = 1415.68$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.10 \times 1.809 \times 1.20}{5} \times 50073.19 = 2173.98$$

V.6 Méthode modale spectrale :

Notre structure vérifie les conditions d'application de la méthode statique équivalente que nous allons utiliser.

Par curiosité scientifique nous allons aussi appliquer la méthode modale spectrale.

a. Principe :

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.

Les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **SAP** celui c'est un programme de calcul statique et dynamique de structure à comportement linéaire.

a. Nombre des modes considérer (RPA99) :

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures est tel la somme des masses modales effectives soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

b. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

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

$$A = 0,10 \quad \xi = 10\% \eta = 0.764 \quad R = 5$$

Site sol meuble $S_3 : T_1 = 0,15 \text{ sec}; T_2 = 0,50 \text{ sec}$

$Q = 1,2$ sur les deux sens.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.058	0.945164	0.01195	0.58788	0.01195	0.58788
2	1.2358	0.80922	0.59998	0.01097	0.61193	0.59885
3	1.3885	0.720187	0.00621	0.00109	0.61814	0.59993
4	4.2931	0.232935	0.023	0.14255	0.64114	0.74249
5	4.7315	0.21135	0.12841	0.0281	0.76955	0.77059
6	5.8906	0.169761	0.00128	0.000011	0.77083	0.7706
7	9.4525	0.105792	0.00003662	0.00074	0.77087	0.77134
8	9.6466	0.103664	0.00044	0.00087	0.77131	0.77221
9	9.685	0.103252	0.00821	0.02696	0.77952	0.79918
10	9.6944	0.103152	0.00686	0.02005	0.78638	0.81923
11	10.117	0.098847	0.02817	0.00163	0.81456	0.82085
12	10.656	0.093842	0.00209	0.00208	0.81665	0.82293

Tableau V.7.: participation nodal massique

Vérification de la participation modale :

Dans le cas où les conditions décrites dans le RPA où le nombre de modes minimal à retenir pour les structures est tel la somme des masses modales effectives soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être el que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,2$$

(RPA99/V2003/Article.4.3.4)

$$N = 11 \Rightarrow 3\sqrt{11} = 9,95 = 10$$

Le période dans le mode 10 est $T = 0,103$

$0,103 < 0,2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

V.7 Vérification réglementaires :

V.7.1 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

	0.8V statique (kN)	V dynamique (kN)	
Suivant X	1132.544	1693.031	Condition non vérifié
Suivant Y	1739.184	1552.428	Condition non vérifié

Tableau V.8: force sismique a la base

Donc la condition $V_d > 0,8 V_s$ n'est pas vérifiée.

V.7.2 L'Effort Normal Réduit :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \dots \dots (I)$$

$$V = \frac{1677048}{250000 \times 25} = 0.27 < 0.30 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

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

B_c : est l'air (section brute) du poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

V.7.3 Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontale à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

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

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

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

Les résultats sont donnés par le tableau suivant

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Sens (X-X):

Dans le sens X-X								
Niveau	R	δ_{ek}	δ_K	δ_{K-1}	Δ_K	H _{etage}	1%H _{etage}	observation
SSOL	5	0.007	0.035	0	0.04	340.0	0.010	<i>vérifiée</i>
RDC	5	0.07	0.35	0.035	0.32	340.0	0.093	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1	5	0.15	0.75	0.35	0.40	306.0	0.131	<i>vérifiée</i>
ETAGE 2	5	0.25	1.25	0.75	0.50	306.0	0.163	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	5	0.36	1.8	1.25	0.55	306.0	0.180	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	5	0.48	2.4	1.8	0.60	306.0	0.196	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	5	0.6	3	2.4	0.60	306.0	0.196	<i>vérifiée</i>
ETAGE 6	5	0.72	3.6	3	0.60	306.0	0.196	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	5	0.83	4.15	3.6	0.55	306.0	0.180	<i>vérifiée</i>
ETAGE 8	5	0.94	4.7	4.15	0.55	306.0	0.180	<i>vérifiée</i>
ETAGE 9	5	1.04	5.2	4.7	0.50	306.0	0.163	<i>vérifiée</i>

Sens (Y-Y):

Dans le sens Y-Y								
Niveau	R	δ_{ek}	δ_K	δ_{K-1}	Δ_K	H _{etage}	1%H _{etage}	observation
SSOL	5	0.0009 4	0.0047	0	0.00	340.0	0.001	<i>vérifiée</i>
RDC	5	0.01	0.05	0.0047	0.05	340.0	0.013	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1	5	0.03	0.15	0.05	0.10	306.0	0.033	<i>vérifiée</i>
ETAGE 2	5	0.05	0.25	0.15	0.10	306.0	0.033	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	5	0.07	0.35	0.25	0.10	306.0	0.033	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	5	0.09	0.45	0.35	0.10	306.0	0.033	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	5	0.11	0.55	0.45	0.10	306.0	0.033	<i>vérifiée</i>
ETAGE 6	5	0.13	0.65	0.55	0.10	306.0	0.033	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	5	0.15	0.75	0.65	0.10	306.0	0.033	<i>vérifiée</i>
ETAGE 8	5	0.17	0.85	0.75	0.10	306.0	0.033	<i>vérifiée</i>
ETAGE 9	5	0.18	0.9	0.85	0.05	306.0	0.016	<i>vérifiée</i>

« R. P. A. 99/Version 2003 » et que est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage ⇒
C.V

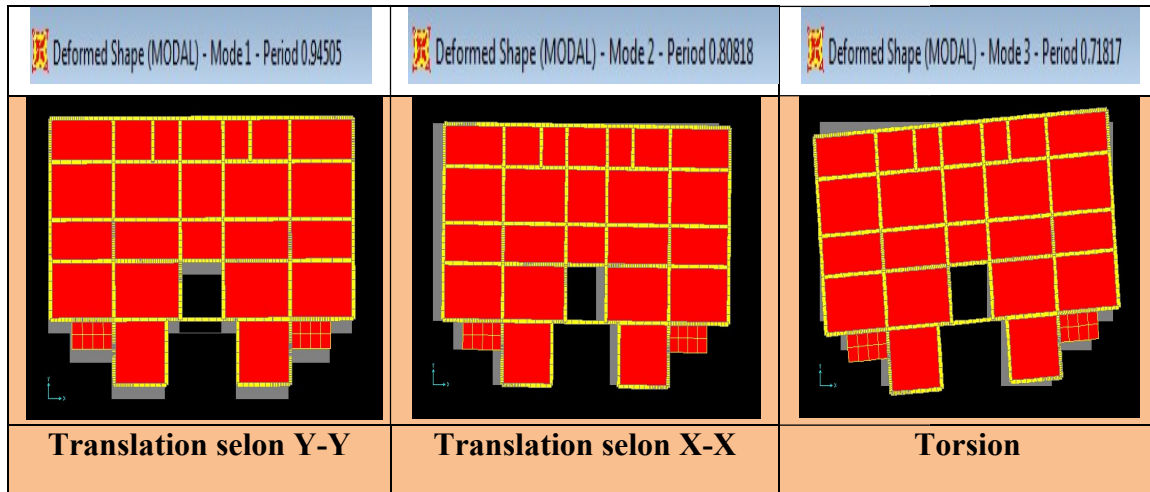


Figure V.5: mouvement de la structure

CHAPITRE VI :

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1 Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur «BAEL91 et RPA99» nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composée.

Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Combinaisons des charges :

Les combinaisons des charges à prendre pour les dimensionnements des éléments structuraux, notamment, les poteaux et les poutres pour une ossature auto-stable :

➤ Poteaux

✓ Sollicitations du premier genre (situation durable) :

$$\begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases} \quad (\text{BAEL91})$$

✓ Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle)

$$\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \quad (\text{RPA99})$$

Sachant que :

- La combinaison $(0,8.G \pm E)$ donne un effort normal minimal et un moment correspondant, elle permet ainsi de déterminer les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

- La combinaison $(G+Q \pm 1,2.E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant, elle permet ainsi de vérifier le coffrage des sections du béton (contrainte de compression maximale).

➤ **Poutres :**

- ✓ Sollicitations du premier genre (.situation durable) : $\begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases}$
- ✓ Sollicitations du deuxième genre (situation accidentelle) : $\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

Sachant que :

- ✓ La combinaison $(0,8.G \pm E)$ donne un ferrailage inférieur au niveau des appuis.
- ✓ La combinaison $(G+Q \pm E)$ donne un ferrailage supérieur au niveau des appuis.

VI.2 Ferrailage des poteaux :

- Méthode de calcul :

Le poteau est un élément porteur qu'est soumis à un effort normal de compression et un effort tranchant, il a des moments de flexion à sa tête et à sa base. Donc le poteau est soumis à la flexion composée et On a 5 types de poteaux à étudier :

- Type 1 \Rightarrow $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Type 2 \Rightarrow $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Type 3 \Rightarrow $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- Type 4 \Rightarrow $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
- Type 5 \Rightarrow $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

a. Armatures longitudinales proposés par le RPA99

Les armatures doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.

Selon le paragraphe 7.4.2.1.

- Le pourcentage minimum imposé est :

$$A_{\min} = 0,8 \% \times b \times h \rightarrow \text{zone I}$$

- Le pourcentage maximum imposé est :

$$A_{\max} = 4 \% \times b \times h \rightarrow \text{zone courante}$$

$$A_{\max} = 6 \% b \times h \rightarrow \text{zone recouvrement}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est : $\varnothing_{\min} = 12 \text{ m}$
- La longueur de recouvrement minimale est : $40 \varnothing \rightarrow \text{zone I}$

- La distance entre les barres verticales doit être ≤ 25 cm \rightarrow zone I

b. Armatures minimales imposés par BAEL :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0,2 \times b \times h}{100}; 4 \text{ cm}^2\right)$$

C. Détermination de la zone nodale :

- La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont
- données dans la figure

$$h' = \max(h_e/6 ; b_l ; h_l ; 60 \text{ cm}).$$

$$h' = \max(408/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}).$$

$$h' = 68 \text{ cm}.$$

$$L' = 2 \quad h \quad \text{poutre} = 90 \text{ cm}.$$

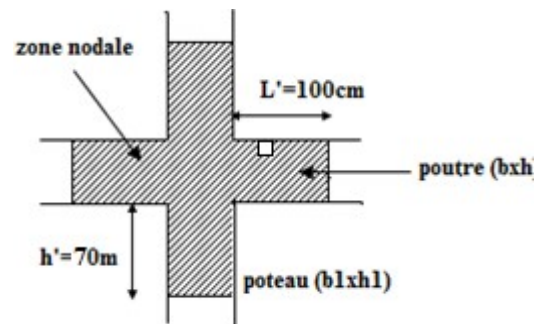


Figure VI.1: Zone nodale

d. armatures transversales :

les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{AK}{t} = \frac{\delta_a V_u}{h_t x f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

δ_a : est un coefficient correcteur qui contient compte l'élançement géométrique du poteau dans la direction considérée

t : est l'élançement des armatures transversales et les valeurs maximums de ce dernier sont fixées comme suit :

Zone nodale (pour zone II)

$$t \leq \min(10 \varnothing_{L \min} ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \text{ soit } t_1 = 10 \text{ cm}$$

Zone courante (pour zone II)

$$t' \leq 15 \varnothing_{L \min} \rightarrow t' = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \text{ soit } t' = 15 \text{ cm}$$

$\varnothing_{L \min}$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

e. La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq \frac{5}{0,3 \%}$$

$$\lambda_g \geq \frac{3}{0,8 \%}$$

$3 < \lambda_g < 5$: Interpole entre les valeurs limités précédentes

λ_g :Élancement géométrique du poteau

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite de poteau dans la direction de déformation considéré

L_f :Longueur de flambement

Calcul du ferrailage :

A l'aide du fichier des résultats donné par le SAP2000 portant ; on aura les résultats suivants en [kN] et [kN.m]

Type de poteau		Sous/sol, RDC	1 ^{er} ,2 ^{ème} étage	3,4 ^{ème} étage	5, 6 ^{ème} étage	7, 8, 9 ^{ème} étage
		(50 × 50)	(45 × 45)	(40 × 40)	(35 × 35)	(30 × 30)
Combinaisons 1,35G + 1,5 P 1 ^{er} cas	N_{\max}	2294.17	1733.25	1102.97	723.57	367.98
	$M_{22\text{corr}}$	13.92	26.20	26.47	23.31	17.88
	$M_{33\text{corr}}$	1.34	1.76	0.29	0.51	0.95
Combinaisons G + P ± E 0,8 G ∓ E 2 ^{ème} cas	$M_{33\text{max}}$	36.64	66.22	62.48	49.22	36.45
	N_{corr}	1015.18	638.55	400.81	213.66	107.31
	$M_{22\text{max}}$	83.64	86.92	85.57	73.06	58.38
	N_{orr}	141.99	431.65	312.14	202.81	90.28
Combinaisons G + P ± E 0,8 G ± E 3 ^{ème} cas	N_{\min}	355.80	193.41	20.93	11.57	38.07
	$M_{33\text{corr}}$	0.87	2.09	3.45	4.04	0.08
	$M_{22\text{corr}}$	5.52	3.63	1.40	0.005	0.57
	$V_{22\text{max}}$	3.69	5.69	9.19	11.94	0.17
	$V_{33\text{max}}$	1.88	2.60	1.77	6.35	

Tableau VI.1: Fichier des résultats donné par le SAP2000.

Exemple de calcul

Poteau,(RDC) et sous sol :

$$S = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

On calcul le ferrailage par rapport à l'axe 2 – 2 et l'axe 3 – 3 car il existe deux moments M_{22} et M_{33} . ou ferrailage totale symétrique par rapport à ces deux axes.

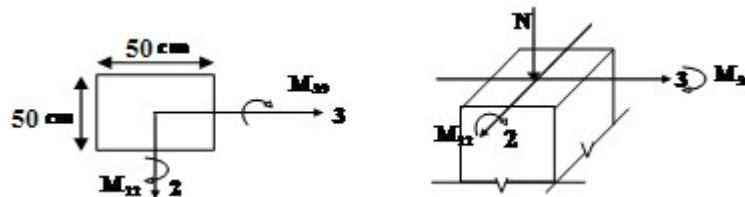


Figure VI.2 :Sollicitations sur les poteaux.

1^{er} cas :

ELUR: (1,35 G + 1,5 Q)

Les sollicitations prises en compte :

$$N_{\max} = 2294.17 \text{ kN}$$

$$M_{22} = 13.92 \text{ kN.m}$$

$$M_{33} = 1.34 \text{ kN.m}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{1.34}{2294.17} = 5.84 \times 10^{-4} \text{ m} = 0.05 \text{ cm}$$

$$e_{G22} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{13.92}{2294.17} = 6.07 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.61 \text{ cm}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$A'_1 = \frac{N' - 100 \cdot \sigma_b \cdot B'}{\sigma_s \cdot 100} = \frac{2294.17 \times 10^3 - 100 \times 14,17 \times 50^2}{348 \times 100}$$

$$A'_1 = -35.87 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

ELSE:

$$\lambda = \sqrt{12} \cdot \frac{L_f}{b} = 3,46 \times \frac{0,7 \times 408}{50} = 19.76$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{19,76}{35}\right)^2}$$

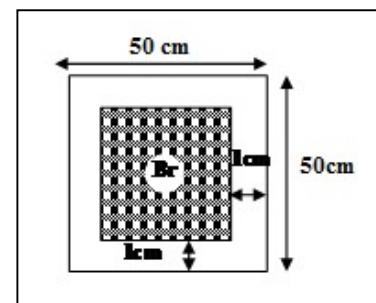


Figure VI.3:La section réduite du béton.

$$\Rightarrow \alpha = 0,79$$

$$A'_2 = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right]$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = (50 - 2)(50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = \frac{1,15}{400} \left[\frac{2294,17 \cdot 10^3}{0,79} - \frac{2304 \cdot 25 \cdot 100}{0,9 \cdot 1,5} \right] \frac{1}{100}$$

$$A'_2 = -39,18 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_2 = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas : +Combinaison accidentelle (G + P ± 1,2 E ; 0,8G ± E)

$$\underline{A} : \begin{cases} M_{33\max} = 36,64 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = 1015,18 \text{ kN} \end{cases}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{36,64}{1015,18} = 0,03609 \text{ m} = 3,61 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée

$(0,337h - 0,81c)\sigma_b x b x h \rightarrow \textcircled{1} \leq N(d - c) - M_1 \rightarrow \textcircled{2} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée

$$M_1 = N\left(\frac{h}{2} - c\right) + M = 1015,18 \times 10^3 \left(\frac{50}{2} - 5\right) \times 10^{-2} + 36,64 \times 10^3 = 239676 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} \Rightarrow (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,17 \times 50 \times 50 = 453440 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow 1015,18 \times 10^3 (50 - 5) \times 10^{-2} - 239676 = 217155 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow \text{SPC}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{14,17 \times 50 \times 45^2} = \frac{239676}{14,17 \times 50 \times 45^2} = 0,167 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s < 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,167}) = 0,23$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.23) = 0.908$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{239676}{400 \times 0.908 \times 45} = 14.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{Fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 14.66 - \frac{1015.18 \times 10^3}{100 \times 400} = -10.72 \text{ cm} = 0$$

$$\underline{\mathbf{B:}} \quad \begin{cases} M_{22\max} = 83.64 \text{ kN.m} \\ N_{\text{corr}} = 141.99 \text{ kN} \end{cases}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{83.64}{141.99} = 0.5890 \text{ m} = 58.9 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée

$(0.337h - 0.81c)\sigma_b \times b \times h \rightarrow \textcircled{1} \leq N(d - c) - M_1 \rightarrow \textcircled{2} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée

$$M_1 = N\left(\frac{h}{2} - c\right) + M = 141.99 \left(\frac{50}{2} - 5\right) \times 10^{-2} + 83.64 \times 10^3 = 83668.40 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} \Rightarrow (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,17 \times 50 \times 50 = 453440 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow 141.99 \times 10^3 (50 - 5) \times 10^{-2} - 83668.40 = -19772.9 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow \text{SPC}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{14.17 \times 50 \times 45^2} = \frac{83668.40}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.058 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s < 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = 0.074$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.074) = 0.970$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{83668.40}{400 \times 0.970 \times 45} = 4.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{Fs} - \frac{N}{100\sigma_s} = 4.79 - \frac{141.99 \times 10^3}{100 \times 400} = 1.24 \text{ cm}$$

$$A_2 = \max(a, b) = \max(0; 1.24) = 0 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A}: \begin{cases} N_{\min} = 355.80 \text{ KN} \\ M_{33\text{corr}} = 0.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{0.87}{355.80} = 0.0024 \text{ m} = 0.24 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée

$(0.337h - 0.81c)\sigma_b x b x h \rightarrow \textcircled{1} \leq N(d - c) - M_1 \rightarrow \textcircled{2} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée

$$M_1 = N\left(\frac{h}{2} - c\right) + M = 355.80 \times 10^3 \left(\frac{50}{2} - 5\right) \times 10^{-2} + 0.87 \times 10^3 = 72030 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} \Rightarrow (0.337 \times 50 - 0.81 \times 5) \times 14.17 \times 50 \times 50 = 453440 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow 355.80 \times 10^3 (50 - 5) \times 10^{-2} - 72030 = 88080 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow \text{SPC}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{14.17 \times 50 \times 45^2} = \frac{72030}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.050 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s < 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.050}) = 0.064$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.974$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{72030}{400 \times 0.974 \times 45} = 4.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{Fs} - \frac{N}{100\sigma_s} = 4.11 - \frac{355.80 \times 10^3}{100 \times 400} = -4.79 \text{ cm} \Rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{B:} \begin{cases} N_{\min} = 355.80 \text{ kN} \\ M_{22\text{corr}} = 5.52 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_{G3} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{5.52}{355.80} = 0.0155 \text{ m} = 1.55 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée

$(0.337h - 0.81c)\sigma_b x b x h \rightarrow \textcircled{1} \leq N(d - c) - M_1 \rightarrow \textcircled{2} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée

$$M_1 = N\left(\frac{h}{2} - c\right) + M = 355.80 \times 10^3 \left(\frac{50}{2} - 5\right) \times 10^{-2} + 5.52 \times 10^3 = 76680 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} \Rightarrow (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,17 \times 50 \times 50 = 453440 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow 355.80 \times 10^3 (50 - 5) \times 10^{-2} - 76680 = 83430 \text{ N.m}$$

$$\textcircled{1} > \textcircled{2} \Rightarrow \text{SPC}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{14.17 \times 50 \times 50^2} = \frac{76680}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.053 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{A'il existe}$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s < 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.053}) = 0.068$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.068) = 0.973$$

$$A_{Fs} = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{76680}{400 \times 0.973 \times 45} = 4.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{Fs} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4.38 - \frac{355.80 \times 10^3}{100 \times 400} = -4.515 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \max(a, b) = (0; 0) = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$A_{1 \min} = \max (0,2 \times b \cdot h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max (5 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \min} = 5 \text{ cm}^2$$

2. Suivant RPA 99 version 2003 :

$$A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{2 \min} = 0,80 \% \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{1 \min} ; A_{2 \min}) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max (0 ; 0 ; 1,24 ; 5 ; 20), \quad A_{\max} = 20 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux (50×50) cm² : A = 20 cm²

Choix : 4T20+4T16 → A = 20.60 cm²

C. Vérification de l'effet tranchant :

T_{u max} = 3.69 KN (résultat donné par SAP2000)

La vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{3.69 \times 10^3 [\text{N}]}{0.50 [\text{m}] \times 0.45 [\text{m}]} \Rightarrow \tau_u = 1.64 \text{ MPa}$$

τ_u: la contrainte de cisaillement.

T_u: l'effort tranchant.

b: largeur de la section est égale = 50 c m

d: la distance entre la fibre supérieure et les armatures

Inférieures.

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u < \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(0.13 \times 25 = 3.25; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ d'après le calcul de l'effort

tranchant la condition de cisaillement est vérifié.

Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_{\max} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \cdot 20 = 6.67 \text{ mm}$$

On prend $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des armatures transversales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$St = \min (15 \varnothing_{\min} ; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$= \min (15 \times 1,6 ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm}) = \min(10 ; 40 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante : $St \leq 15 \varnothing_{L \min} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$ $St = 15 \text{ cm}$

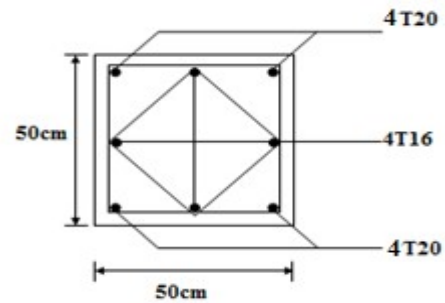


Figure VI.4: disposition des

Détermination de la zone nodale : (RPA 99 version 2003)

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

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

$$h' = \max \left(\frac{408}{6} ; 25 ; 25 ; 60 \right) \text{ cm} = 68 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ L' = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

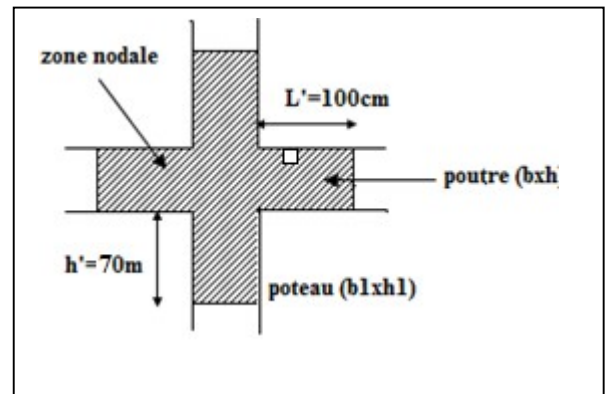


Figure VI.5: disposition de la zone nodale

Recouvrement les barres longitudinales :

$$L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

On prend $L_R = 80 \text{ cm}$.

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment

Type	Niveau	Sections des poteaux	A_{adop} (cm ²)	Les barres choisies	Section corresp. (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
01	Sous-sol	(50 × 50)	20	4T20 + 4T16	20,60	80
	RDC					
02	1 ^{er} étage	(45 × 45)	16,2	4T20 + 4T12	17,08	80
	2 ^{ème} étage					
03	3 ^{ème} étage	(40 × 40)	12,5	4T16 + 4T12	12,56	70
	4 ^{ème} étage					
04	5 ^{ème} étage	(35 × 35)	9,8	4T14 + 4T12	10,67	60
	6 ^{ème} étage					
05	7 ^{ème} étage	(30 × 30)	7,2	4T12 + 4T10	7,66	60
	8 ^{ème} étage					
	9 ^{ème} étage					

Tableau VI.2: Tableau récapitulatif ferrailage des poteaux

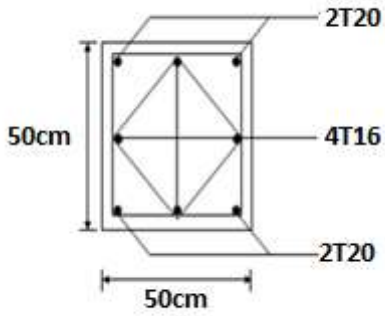
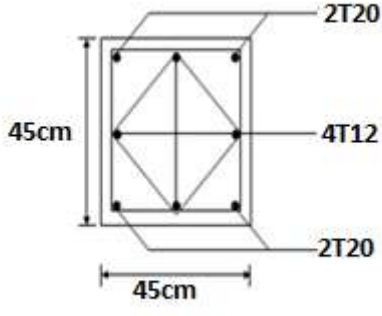
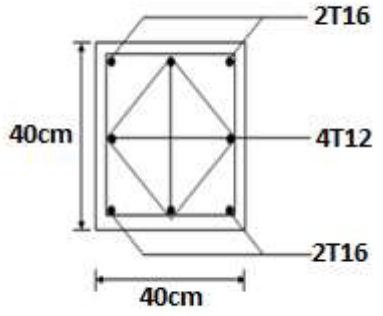
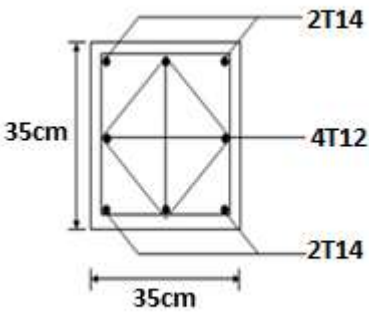
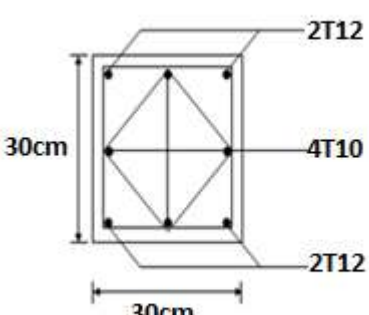
Ferrailage de poteau (50x50)	Ferrailage de poteau (45x45)	Ferrailage de poteau (40x40)
		
Ferrailage de poteau (35x35)	Ferrailage de poteau (30x30)	
		

Tableau VI.3: ferrailage des poteaux

VI.3 Ferrailage des poutres :

On a 2 types de poutres à étudier :

- ✓ Poutre principale1 (30 × 40)
- ✓ Poutre principale2 (30 × 35)
- ✓ Poutre secondaire (35× 30)

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 en zone I.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :
 - ✓ 4 % en zone courante
 - ✓ 6 % en zone de recouvrement

La longueur de recouvrement minimale est de :

- ✓ $40 \varnothing$ en zone I

Vu que les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple.

Calcul du ferrailage :

Détermination des efforts :

Les combinaisons prises en compte :

Situation durable et transaction :

ELUR : 1,35 G + 1,5 P

ELS: G + P

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right.$$

A l'aide du fichier des résultants donnée par le SAP 2000 portant le nom Ah-mus

SBD on aura les résultants suivants :

Type	ELU		ELS		Accidentelle G + P ± E 08 ± E	Effort tranchant(KN)
	M _t (kN.m)	M _a (kN.m)	M _t ((kN.m)	M _a (kN.m)	M _{a acc} (kN.m)	
Poutre principale1	84.18	162.19	59.67	114.97	119.18	417.50

Poutre principale2	46.89	97.89	33.20	69.26	73.33	326.42
Poutre secondaire	73.88	102.22	53.54	74.07	107.94	135.49

Tableau VI.3 : Sollicitations des poutres.

Poutre principale 1 (30 × 40) cm²

En travée :

ELUR :

$$M_{tu} = 84.18 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$b = 0,30 \text{ m} \quad h = 0.40\text{m} \quad d = 0,9 \times 0,45 = 0.36 \text{ m} \quad \mu_1 = 0.392$$

Si $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée.

Si $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{84180}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.153$$

$$\mu = 0.092 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.153}) = 0.209$$

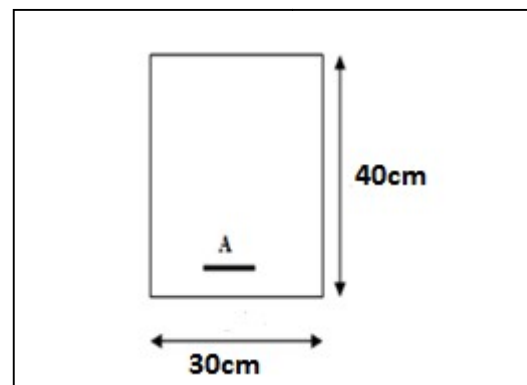


Figure VI.6: section de calcul Pp1

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.209) = 0.916$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{84180}{348 \times 0.916 \times 36} = 7.33$$

ELS :

$$M_{t \text{ ser}} = 59.67 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier le contrainte de l'acier

(σ_s)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{84.18}{59.67} = 1.41$$

Vérification de σ_b

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 0.209 < 0.45 \dots \dots \dots C.V$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité :

$$A_{1\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2\min} = 0,5 \% \times b \times d = 0,005 \times 30 \times 36 = 5.40 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max (7.33 ; 1,45 ; 5.40) = 7.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T14 + 3T12 \rightarrow A = 8.01 \text{ cm}^2$$

En appuis :

ELUR :

$$M_{\text{au}} = 162.19 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{162190}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.243$$

$$\mu < \mu_l \longrightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.243}) = 0.354$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.354) = 0.858$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{162190}{348 \times 0.858 \times 36} = 15.23 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{\text{a ser}} = 114.97 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire

De vérifier le contrainte de l'acier (σ_s)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{162.19}{114.97} = 1.41$$

Vérification de σ_b

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 0.354 < 0.45 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton σ_b

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Cas accidentel :

$$M_{aacc} = 119.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{119180}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.216$$

$$\mu < \mu_l \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.216}) = 0.307$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.307) = 0.877$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{119180}{400 \times 0.877 \times 36} = 9.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{l \min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2 \min} = 0.5 \% \times b \times d = 0.005 \times 30 \times 36 = 5.40 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(9.44 ; 15.23 ; 1.30 ; 5.40) = 15.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{T}20 + 3\text{T}16 \rightarrow A = 15.45 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 417.50 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{417500}{30 \times 36 \times 100} = 3.86 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \geq \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\varnothing_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(12 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right)$$

$$\varnothing_t \leq \min(12 ; 11.43 ; 30) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 11.43 \text{ mm on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{c28})} = \frac{2.01 \times 4}{30(3.86 - 0.3 \times 25)} = 7.36 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \min(32.40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 32.40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{2.01 \times 4}{0.4 \times 30} = 67.00 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99 :

$$1. \text{ En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing\right) = \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 8\right) = \min(10 ; 96) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$2. \text{ En zone courante : } S_t \leq \left(\frac{h}{4} = \frac{40}{2}\right) = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification des armatures selon le RPA99 : $A_t = 0.003 S_t \times b$

$$1. \text{ En zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$2. \text{ en zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Longueur de recouvrement : } L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

On prend $L_R = 60$ cm

Poutre principale 2 (30 × 35) cm²

En travée :

ELUR :

$$M_{tu} = 46.89 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$b = 0,30 \text{ m} \quad h = 0.35\text{m} \quad d = 0,9 \times 0,45 = 0.315 \text{ m} \quad \mu_l = 0.392$$

Si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée.

Si $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{46890}{14.17 \times 30 \times 31.5^2} = 0.111$$

$$\mu = 0.111 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.111}) = 0.147$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.147) = 0.941$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{46890}{348 \times 0.941 \times 31.5} = 4.54$$

ELS :

$$M_{t \text{ ser}} = 33.20 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier le contrainte de l'acier

(σ_s)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{46.89}{33.20} = 1.41$$

Vérification de σ_b

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

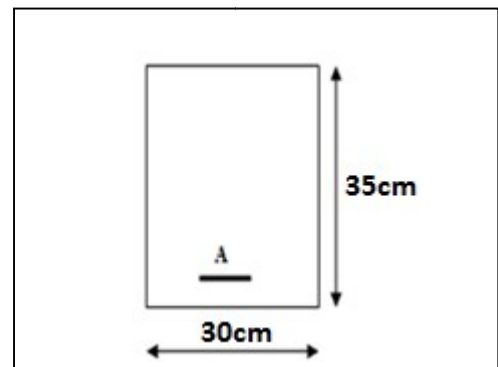


Figure VI.7: section de calcul Pp₂

$$\alpha = 0.147 < 0.45 \dots \dots \dots C.V$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité :

$$A_{l \min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2 \min} = 0.5 \% \times b \times d = 0.005 \times 30 \times 36 = 4.73 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max (4.54 ; 1.14 ; 4.73) = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T14 + 3T12 \rightarrow A = 8.01 \text{ cm}^2$$

En appuis :

ELUR :

$$M_{\text{au}} = 97.89 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{97890}{14.17 \times 30 \times 31.5^2} = 0.232$$

$$\mu < \mu_l \longrightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.232}) = 0.335$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.335) = 0.866$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{97890}{348 \times 0.866 \times 31.5} = 10.31 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{\text{a ser}} = 69.26 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire

De vérifier le contrainte de l'acier (σ_s)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{97.89}{69.26} = 1.41$$

Vérification de σ_b

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 0.335 < 0.45 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton σ_b

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Cas accidentel :

$$M_{aacc} = 73.33 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73330}{14.17 \times 30 \times 31.5^2} = 0.174$$

$$\mu < \mu_l \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.174}) = 0.241$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.241) = 0.904$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{73330}{400 \times 0.904 \times 31.5} = 6.44 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{l \min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2 \min} = 0,5 \% \times b \times d = 0,005 \times 30 \times 31.5 = 4.73 \text{cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{adop} = \max (10.31 ; 6.44 ; 1.14 ; 4.73) = 10.31 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{T}16 + 3\text{T}14 \rightarrow A = 10.65 \text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 326.42 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{326420}{30 \times 31.5 \times 100} = 3.46 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \geq \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min(\varnothing_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) = \min(12 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10})$$

$$\varnothing_t \leq \min(12 ; 10 ; 30) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 10 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t f_e}{b(\tau_u - 0,3 f_{c28})} = \frac{2,01 \times 400}{30(3,46 - 0,3 \times 25)} = -6,63 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \min(28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67,00 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99 :

3. En zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\varnothing) = \min(\frac{35}{4} ; 12 \times 8) = \min(10 ; \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

4. En zone courante : $S_t \leq (\frac{h}{4} = \frac{35}{2}) = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures selon le RPA99 : $A_t = 0,003 S_t \times b$

3. En zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

4. en zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Longueur de recouvrement : $L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

On prend $L_R = 60 \text{ cm}$

Poutre secondaire :

$$M_{tu} = 73,88 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$b = 0,30 \text{ m} \quad h = 0,35 \quad d = 0,9 \times 0,35 = 0,315 \text{ m} \quad \mu_l = 0,392 \text{ (tableau)}$$

Si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée.

Si $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73880}{14,17 \times 30 \times 31,5^2} = 0,175$$

$$\mu < \mu_l \longrightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,175}) = 0,242$$

$$\beta = (1 - 0,2\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,242) = 0,903$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{73880}{348 \times 0,903 \times 31,5} = 7,46 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{t \text{ ser}} = 53,54 \text{ kN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire

De vérifier le contrainte de l'acier (σ_s)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{73,88}{53,54} = 1,38$$

Vérification de σ_b

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t2}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,242 < 0,44 \dots \dots \dots C.V$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité :

$$A_{l \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2 \text{ min}} = 0,5 \% \times b \times d = 0,005 \times 30 \times 31,5 = 4,73 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

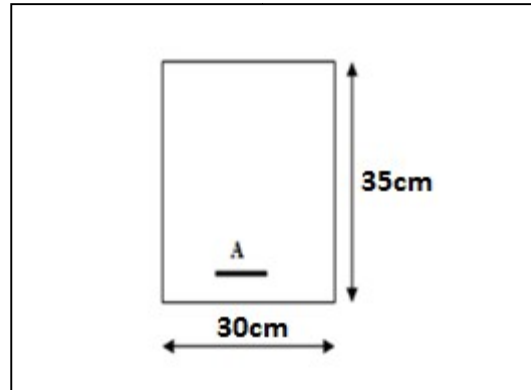


Figure VI.8: section de calcul Ps

$$A_{\text{adop}} = \max(7.46 ; 1.14 ; 4.73) = 7.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{T}14 + 3\text{T}12 \rightarrow A = 8.01 \text{ cm}^2$$

En appuis :**ELUR :**

$$M_{\text{au}} = 102.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{102220}{14.17 \times 30 \times 31.5^2} = 0.242$$

$$\mu < \mu_l \rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.242}) = 0.352$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.352) = 0.860$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{102220}{348 \times 0.860 \times 31.5} = 10.84 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_{\text{a ser}} = 73.36 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier

(σ_s)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{102.22}{74.07} = 1.38$$

Vérification de σ_b

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c2}}{100} > \alpha$$

Avec :

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.352 < 0.44 \dots \dots \dots C.V$$

\Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton σ_b

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Cas accidentel :

$$M_{aacc} = 107.94 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{107940}{14.17 \times 30 \times 31.5^2} = 0.256$$

$$\mu < \mu_l \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.256}) = 0.377$$

$$\beta = (1 - 0.2\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.377) = 0.849$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{107940}{400 \times 0.849 \times 31.5} = 10.09 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{l \min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.141 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91)}$$

$$A_{2 \min} = 0.5 \% \times b \times d = 0.005 \times 30 \times 31.5 = 4.73 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(10.84; 10.09; 1.14; 4.73) = 10.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T16 + 3T14 \rightarrow A = 10.65 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 135.49 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{135490}{30 \times 31.5 \times 100} = 1.43 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\varnothing_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right)$$

$$\varnothing_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 10 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{0.8.A_t.f_e}{0.4.b} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 400}{25(2.40 - 0.25 \times 2.1)} = 3.767 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t.f_e}{0.4.b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 25} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 :

5. En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing\right) = \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 8\right) = 8.75 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

6. En zone courante : $S_t \leq \left(\frac{h}{4} = \frac{35}{2}\right) = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures selon le RPA99 : $A_t = 0,003 S_t \times b$

5. En zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

6. en zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Longueur de recouvrement : $L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

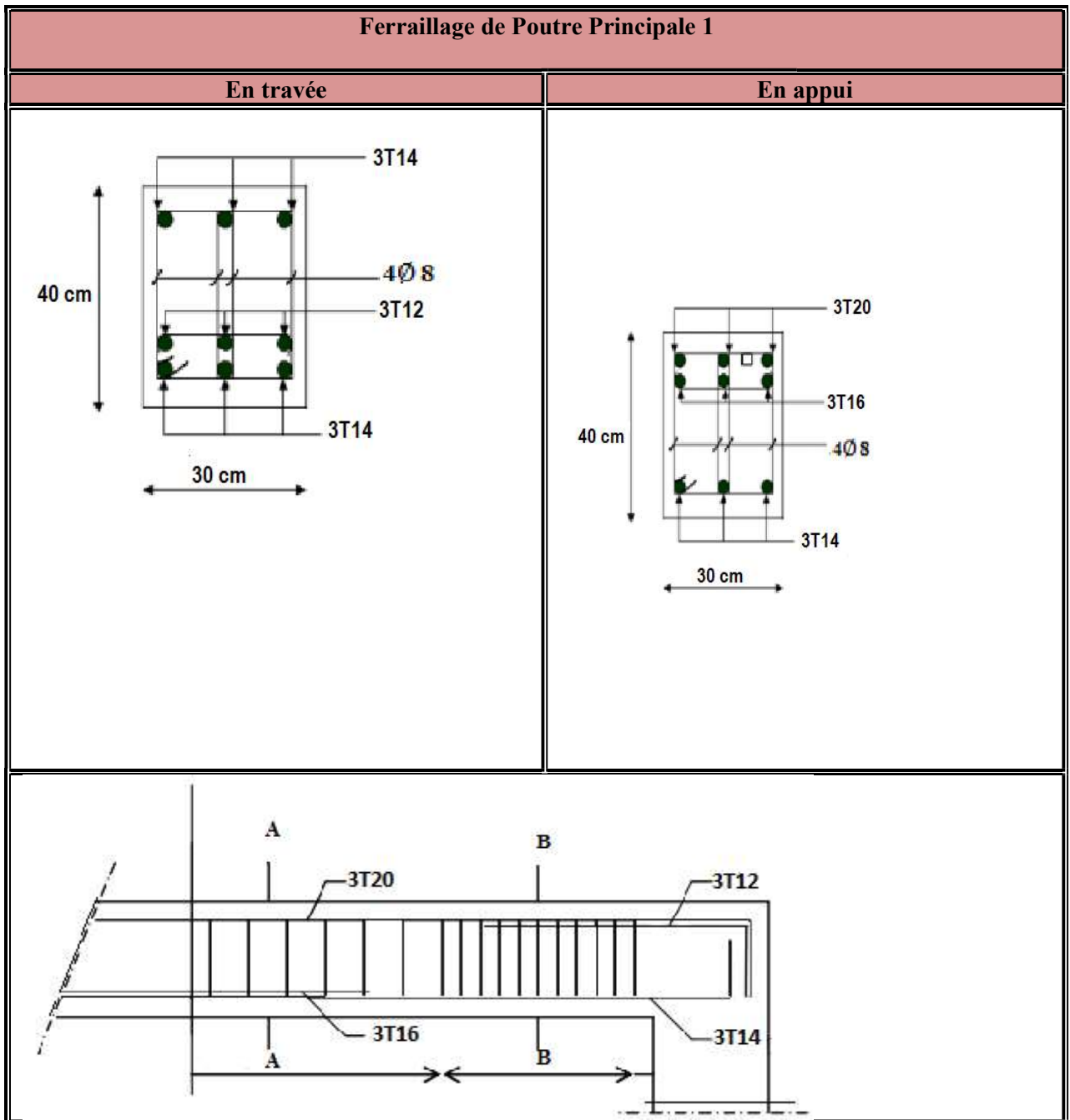
On prend $L_R = 50 \text{ cm}$

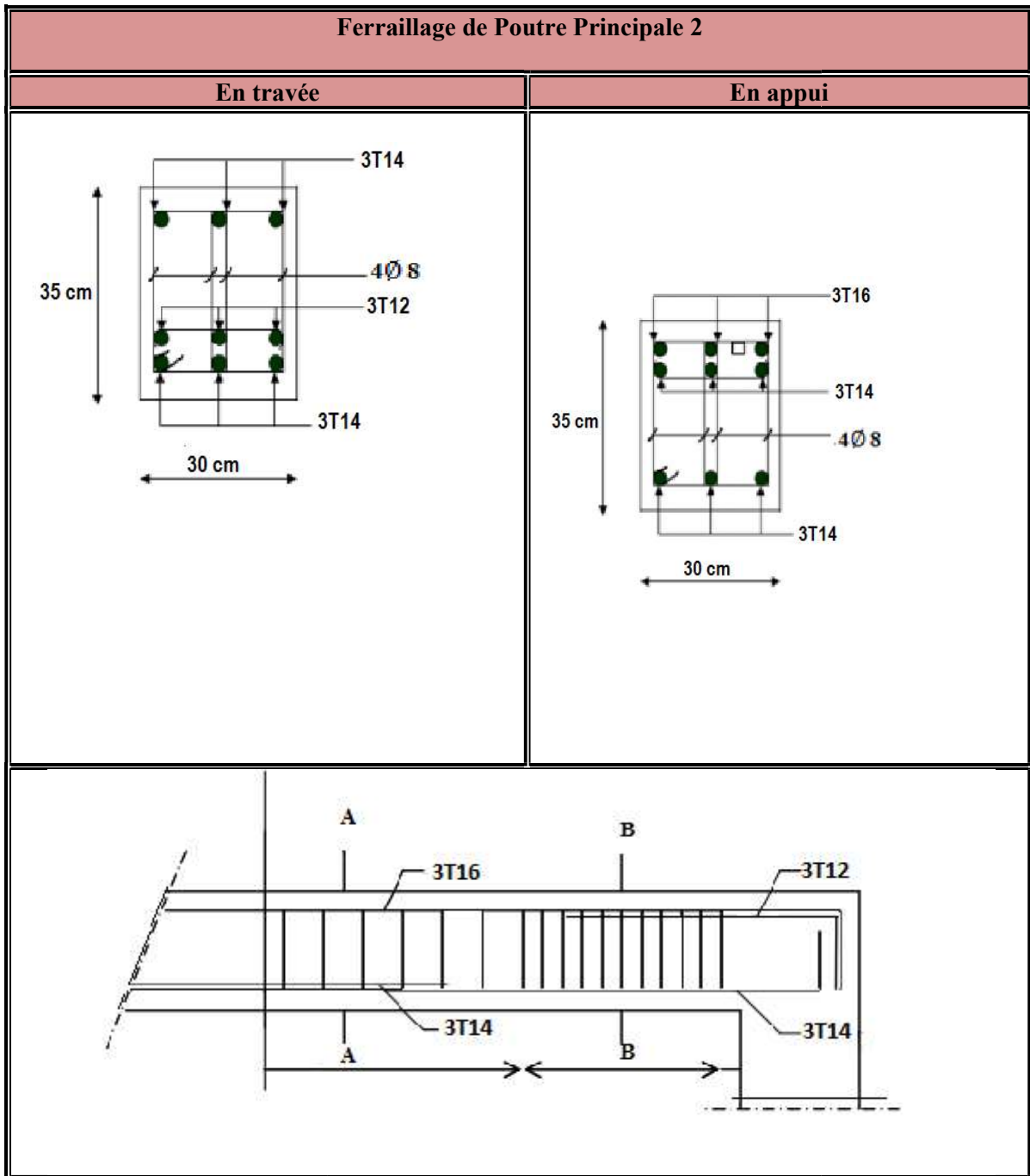
		Ferrailage des poutres					
		Poutre principale1		Poutre principale2		Poutre secondaire	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
ELU	μ_u	0,153	0,243	0.135	0.275	0,173	0,24
	α	0,209	0,354	0.182	0.421	0,239	0,349
	β [m]	0,916	0,858	0.927	0.832	0,904	0,860
	A_{st} [cm ²]	7.33	15.23	5.58	12.75	7.36	10.74
	T [kN]	417.50		326.92		133.90	
ELS	γ	1,41	1,41	1.41	1.41	1,38	1,38
	$A_{\min 1}$ [cm ²]	1,45	1,45	1.14	1.14	1.14	1.14
	$A_{\min 2}$ [cm ²]	5.40	5.40	4.73	4.73	4.73	4.73

	$A_{dopté}$	7.33	15.23	5.58	12.75	7.36	10.74
Longueur de recouvrement (cm)		70	70	60	60	60	60
Les choix		3T14 + 3T12	3T20 + 3T16	3T14 + 3T12	3T16 + 3T14	3T14 + 3T12	3T16 + 3T14

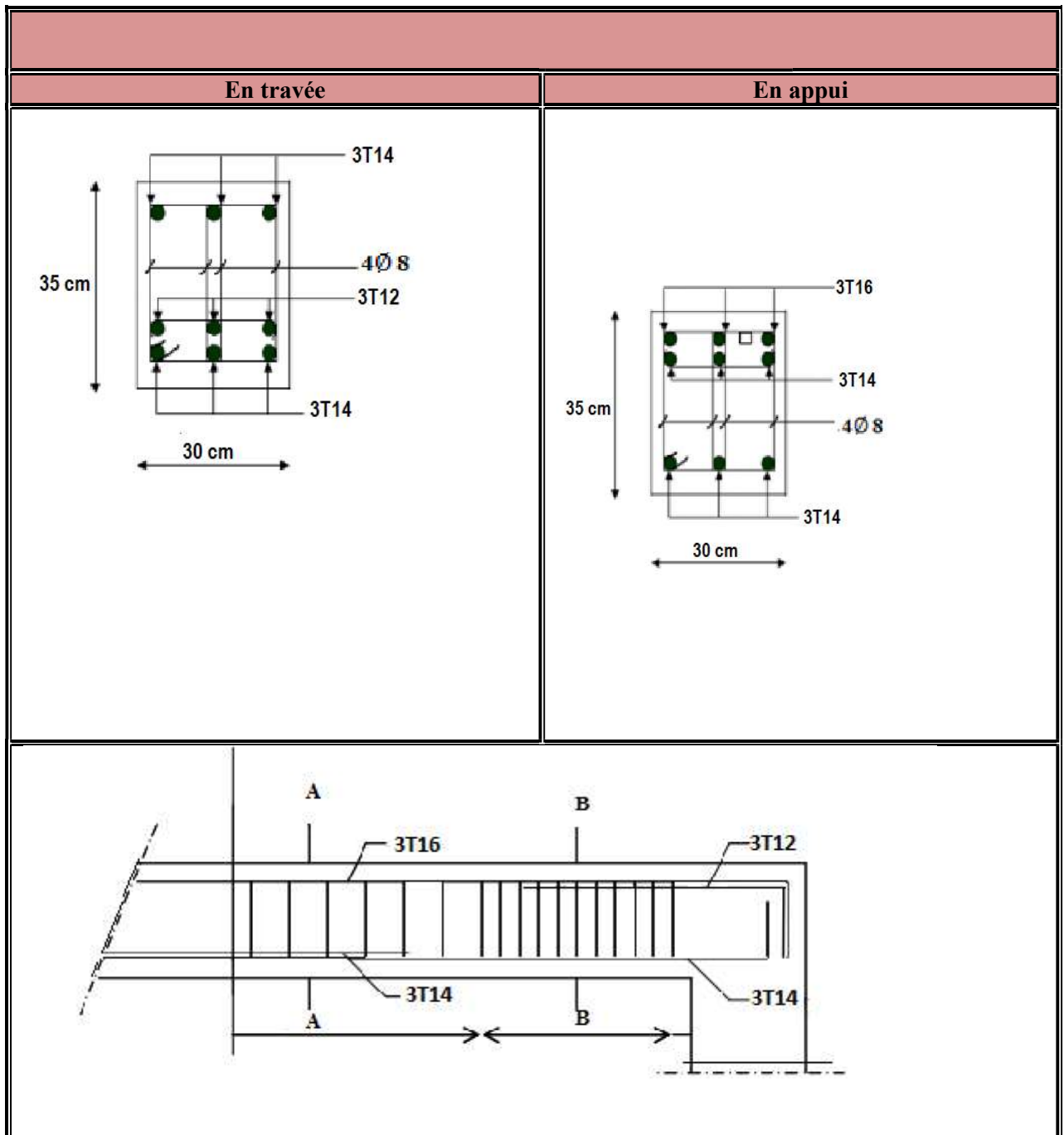
Tableau VI.4: Ferrailage des poutres.

Tableau de ferrailage :





Ferrailage de Poutre secondaire



VI.4 Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles en castrées à leur base, le modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.

✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G+Q \pm E$

3) $0.8G \pm E$

Pourquoi on utilise les murs voiles ?

Les murs voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en béton armé, compte tenu de leur comportement, considéré grande rigidité en plan contribue à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs.

VI.4.1 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales : $L_r = 50\Phi$

Vérification du pourcentage d'armature :

Selon RPA99 version 2003, le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- 0.2 %, section verticale.
- 0.15 % globalement dans la section du voile, section horizontale et verticale.
- 0.10 % en zone courante, section verticale et horizontale.

Concernant les armatures transversales (de cerces), elles sont calculées d'après la formule suivant : A_2

- D'après le RPA99, la section minimale d'armature : $A_{in} = 0.15\% b \cdot h$
- D'après le BAEL91, la section minimale d'armature : $A_{min} = 0.5\%$

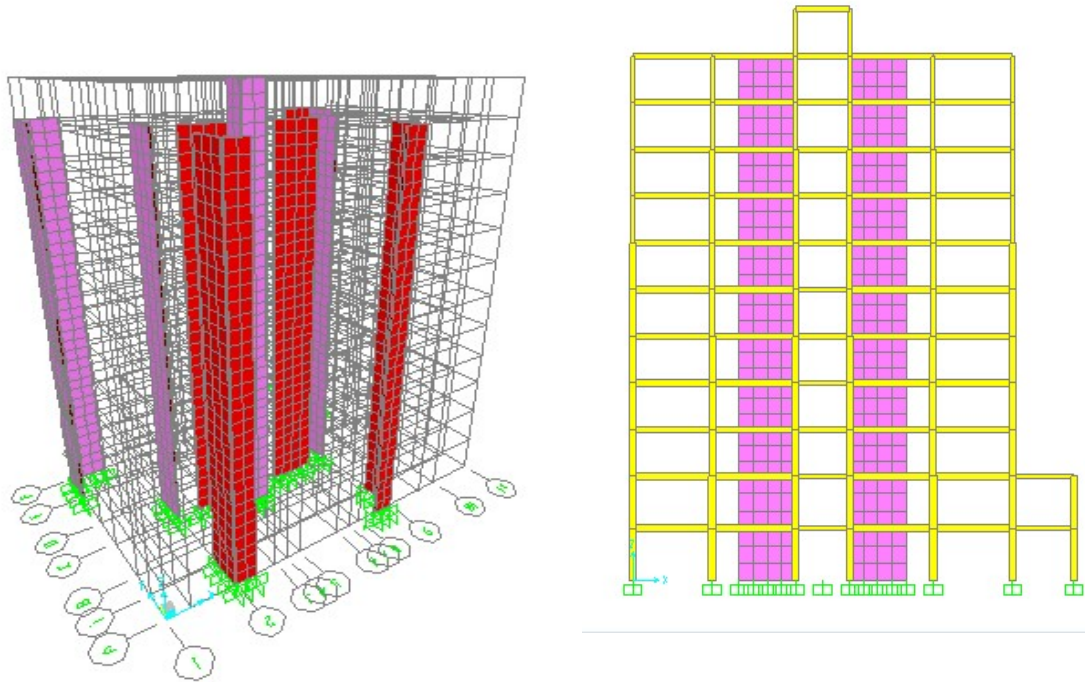


Figure VI.9: Disposition des voiles.

Le tableau se dessous représentée les sollicitations obtenues dans le sap2000:

Niveau	Combinaisons	F_{11} [kN]	M_{11} (kN.m)	F_{22} [kN]	M_{22} (kN.m)	V_{13} (kN)
RDC	1,35G+1,5 Q	1232.04	9.22	246.41	2.74	8.86
+dernier Niveau	G+Q+-E	1471.26	10.26	294.25	3.03	//

Tableau VI.5: Les sollicitations obtenues par le sap2000.

VI.4.2 Calcul des armatures des voiles :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande 1m de section (0,20m*1m) pour tous les étages courants.

Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (vertical, horizontal) :

$$M=10.26 \text{ KN.m} \quad ; \quad N=294.25\text{kN}$$

$$h = 1\text{m} , d = 0,9 * h = 0,9\text{m} , b = 0,20\text{m}$$

$$d' = 0.1 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10.26}{294.25} = 0,03\text{m} < \frac{h}{6} = 0,5\text{m}$$

e : le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante

$$N_U(d - d') - M_A > (0,337h - 0,81 * d')b * h * \sigma_b \dots \dots \dots (1)$$

$$M_A = M + N * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 121,81 \text{KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow N(d - d') - M_A = 113,59 < (0,337 * h - 0,81 * d') * b * h * \sigma_b \\ = 652,95 \text{KN.m}$$

(1) SPC: Donc la section sera calcul à la flexion simple avec un moment MA par rapport à l'armature tendue.

(2) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b * b * d^2} = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_u = \frac{M_A}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{121240}{348 * 0,973 * 90} = 4,00 \text{cm}^2$$

Minimum de RPA99version2003:[2]

✓ Ferrailage vertical et horizontal :

$$A_{min} = 0,0015 * b * h = 0,0015 * 20 * 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{max} = (A ; A_{min}) = 4,00 \text{cm}^2 / \text{ml} \quad (E_p = 20 \text{cm})$$

Espacement exigé par le R.P.A 99[2]:

- D'après RPA99[2] on a : $S \leq (10 \text{cm})$ zone nodale , $S \leq (15 \text{cm})$ zone courant
- On prend : $S = 8 \text{ cm}$ (zone nodale)
- $S = 15 \text{ cm}$ (zone courante)

Soit $S = 15 \text{ cm}$ pour les aciers horizontaux.

Le choix : «Ast⇒5T12 »de section 5.65 cm²/ml.

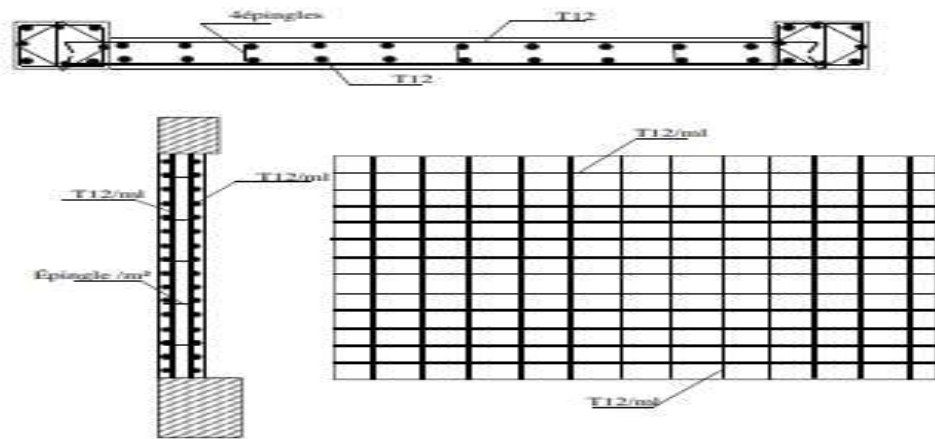


Figure VI.10: schéma de ferrailage de voile.

CHAPITRE VII :
Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

- **Le choix de type de fondation dépend de :**

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

-Différents types de fondations :

- ❖ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ❖ Semi profondes (les puits)
- ❖ Profondes (les pieux)
- ❖ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

-Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée
- Semelle filante.
- Radier général.

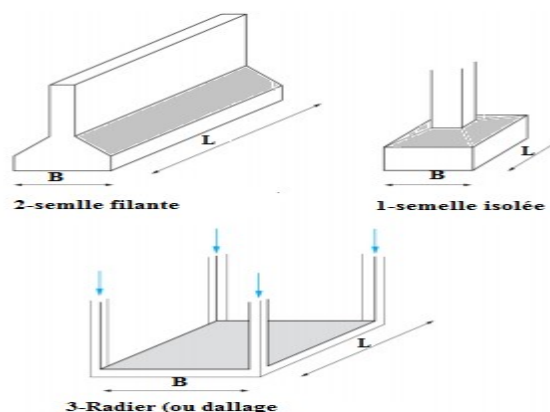


Figure VII.1 : type de fondation superficielle

VII.2 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteau	N (kN)	poteau	N (kN)	Poteau	N (kN)
1	39.693	17	1137.603	33	1322.664
2	782.641	18	792.601	34	1483.233
3	809.658	19	2132.517	35	2137.789
4	771.691	20	1711.734	36	646.054
5	364.340	21	695.491	37	180.942
6	546.730	22	1256.143	38	1633.154
7	620.837	23	986.529	39	1796.572
8	1919.959	24	2192.495	40	1720.882
9	1256.304	25	1730.401	41	697.714
10	1469.149	26	694.364	42	640.940
11	2067.552	27	467.446	43	88.895
12	638.549	28	1496.646	44	175.488
13	1574.145	29	1617.294	45	154.130
14	683.546	30	688.863	46	153.855
15	445.877	31	618.641	47	151.332
16	1403.585	32	1862.220	48	99.355

Tableau VII.1 : Effort normal appliqué sur les fondations.

VII.2.1 Choix du type de fondation :

- Calcul des semelles isolées :➤ **Pré dimensionnement :**- Pour $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$.**Semelle S₁ (semelle de rive):**

$$N = 809.658 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} M_{YY} = 8.822 \text{ kN.m} \\ M_{XX} = 1.134 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \begin{cases} A.B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a : $a = b = 55 \text{ cm}$ donc $A = B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{809.658 \times 10^{-2}}{1.5}} = 2.32 \text{ cm}$$

 $\Rightarrow B \geq 232 \text{ cm}$ On prend $B = 250 \text{ cm}$ **Semelle S₂ : (semelle d'intermédiaire)**

$$N = 546.730 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} M_{YY} = 3.973 \text{ kN.m} \\ M_{XX} = 1.899 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \begin{cases} A.B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a : $a = b = 55 \text{ cm}$ donc $A = B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{546.730 \times 10^{-2}}{1.5}} = 1.91 \text{ cm}$$

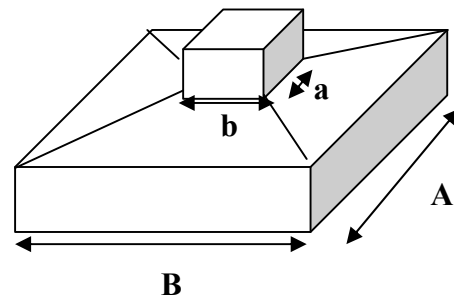
 $\Rightarrow B \geq 191 \text{ cm}$ On prend $B = 200 \text{ cm}$ **Semelle S₃ : (semelle de centre)**

Figure VII.2 : Semelle isolées.

$$N = 2192.495 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} M_{YY} = 16.470 \text{ KN.m} \\ M_{XX} = 1.377 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a : $a = b = 55 \text{ cm}$ donc $A = B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2192.495 \times 10^{-2}}{1.5}} = 3.82 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B \geq 382 \text{ cm}$$

On prend $B = 400 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification

S_s : Section des semelles filantes.

S_b : Section du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

-Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S_s = B \times L$ (section des semelles filantes)

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_a}$$

Avec :

$N = \sum N_i$

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

N_i : Effort normal provenant du poteau.

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

Surface de bâtiment: $S_b = 533.87\text{m}^2$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{400}{533.87} = 0.75 = 75\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont : -

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

-Radier générale :

Introduction :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

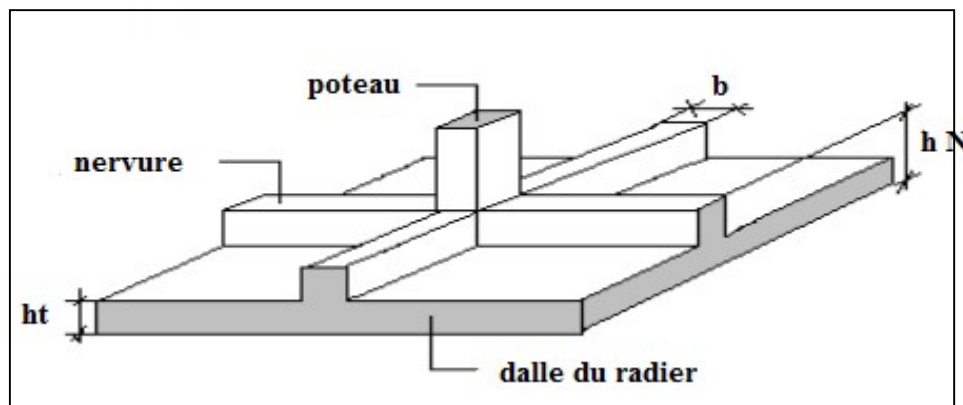


Figure VII.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VII.3 Etude de radier :

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

La surface totale d'un radier est : 533.87 m²

VII.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

Il consiste à déterminer la hauteur du radier pour résister aux efforts apportés par la superstructure et l'effort de sous-pression.

Cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement
- Condition de non poinçonnement

a) Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs

$$L_{\max} = 5.6 \text{ m} \Rightarrow \frac{560}{8} \leq h \leq \frac{560}{5} \Rightarrow 70 \leq h \leq 112$$

On prend : h = 90 cm

b) Condition de rigidité :

On utilise un radier rigide $L \leq \frac{\pi}{2} L_e L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E.I}{K.b}}$

L : est la plus grande portée entre deux poteaux

L_e : Longueur élastique (m)

K : coefficient de rigidité du sol, rapporté à l'unité de surface. **K = 40 MPa**(HENRY Thonier)

Conception et calcul des structures de bâtiment (Tableau de page 305)

- ♦ K=0,5[kg/cm³]..... pour un très mauvais sol.
- ♦ K=4 [kg/cm³]pour un sol de densité moyenne.
- ♦ K=12[kg/cm³]...... pour un très bon sol.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (**b=1m**)

E : module Le module de Young: **E = 3,216 × 10⁴MPa**

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.6}{3.14}\right)^4 \cdot \frac{40}{3.216 \times 10^4}} = 0.48 \text{ m}$$

Condition de non cisaillement :

Pour le panneau le plus défavorable on a :

$$L_y = 5.60 \text{ m} \quad L_x = 4.80 \text{ m}$$

On sait que :

$$\tau_u^{\max} = \frac{T}{d \times b} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times b} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow h \geq \frac{T_u}{0.9 \times \bar{\tau}_u \times b}$$

Avec : $T = \max(T(x); T(y)) = 198.426 \text{ kN}$

$$\Rightarrow h \geq 0,034 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{3.1} = 0.68 \Rightarrow \text{Le panneau travaille suivant deux directions}$$

$$\Rightarrow T_x = q \frac{L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} \quad ; \quad T_y = q \frac{L_x}{3}$$

$$q = q_1 \quad ;$$

q₁ : Poids de la superstructure

$$q_u = \frac{q_1}{s} + 1.5Q = \frac{41805.33}{524.43} + 1.5 \times 5 = 87.22 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \frac{q_1}{s} + Q = \frac{41805.33}{524.43} + 5 = 84.72 \text{ kN/m}^2$$

Avec

Q : Surcharge d'exploitation.

Pour le panneau considéré on a :

$$T_x = 134.85 \text{ kN/ml} \quad ; \quad T_y = 198.426 \text{ kN/ml} \quad ; \quad h_3 = 3.44 \text{ cm}$$

Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

U_c: Périmètre du contour

h : Epaisseur du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow 0,045 \times (a + b + 2h) 2 \times h \times f_{c28} - Nu \geq 0$$

$$4,5 h^2 + 225h - 3928,99 = 0$$

On aura : $h \geq 61,45 \text{ cm}$

Pour satisfaire les (04) quatre conditions cité précédemment soit donc $h = 90 \text{ cm}$

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comportant un système de poutres

(nervures) avec une hauteur égale à $\frac{L}{10}$ et une dalle pleine d'épaisseur égale à $\frac{L}{20}$.

Où ; **L** : la plus grande portée entre axes des poteaux

Hauteur de la nervure :

$$h > \frac{L}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur $h_n = 90 \text{ cm}$.

Epaisseur de la dalle :

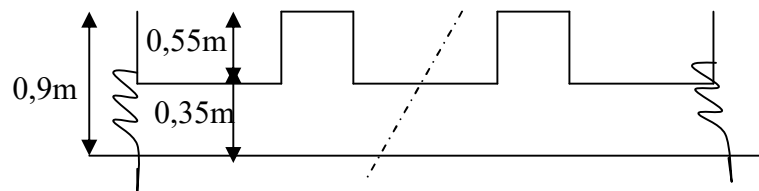
$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{560}{20} = 28 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur $e = 35 \text{ cm}$

a) Caractéristiques du radier :

$h = 90 \text{ cm}$; $e = 35 \text{ cm}$.

Surface du radier $S = 524,43 \text{ m}^2$



Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

On doit vérifier : $\geq \delta \cdot \gamma \cdot h \cdot S_r$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier : $W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} + W_N$

$$W = 50073,19 + (25 \times 385,18 \times 0,35) + (25 \times 0,45 \times 0,8 \times 212,42) = 55355,29 \text{ KN}$$

δ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (= 1.5).

γ : Poids volumique de l'eau (= 1t/m³).

h : Profondeur de l'infrastructure (= **2m**).

S_r : Surface du radier (= 524.43 **m**)

$$\delta \gamma h S_r = 1,5 \times 1000 \times 2 \times 524,43 = 15732,9 \text{ KN}$$

Donc ; $\delta \gamma$ h Sr < W..... Vérifier

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

Vérification des contraintes sous radier:

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

v : coordonnées de centre de gravité du radier.

a-Situation durable et transitoire :

- **ELU:**

Sens x-x :

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{20729.04}{524.43} \pm \frac{17.918}{211218.87} 45 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.395 \text{bars}$$

$$\sigma_2 = 0.395 \text{bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.395 + 0.395}{4} = 0.395 \text{bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{20729.04}{524.43} \pm \frac{65.490}{14710.29} 45 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.361 \text{bars}$$

$$\sigma_2 = 0.395 \text{bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.361 + 0.395}{4} = 0.379 \text{bars}$$

- **ELS:**

Sens x-x :

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{20729.04}{524.43} \pm \frac{13.085}{211218.87} 45 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.287 \text{bars}$$

$$\sigma_2 = 0.287 \text{bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.287 + 0.287}{4} = 0.287 \text{bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{15062.94}{524.43} \pm \frac{48.83}{14710.29} 45 \right] 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.289 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 0.285 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0.289 + 0.285}{4} = 0.287 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bar} > \max(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_m) = 0.289 \text{ bars}$$

VII.3.2 Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$p \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot z = 1.5 \times 10 \times 524.43 \times 3.468 = 2742.244 \text{ kN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement **$\alpha = 1.5$**

γ_w : Poids volumique de l'eau (**$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$**)

Z : Ancrage du bâtiment (**$Z = 3.468 \text{ m}$**)

$$p = 20729.04 \text{ kN} > 2742.244 \text{ kN} \Rightarrow \text{Pas de risque de}$$

soulèvement de la structure.

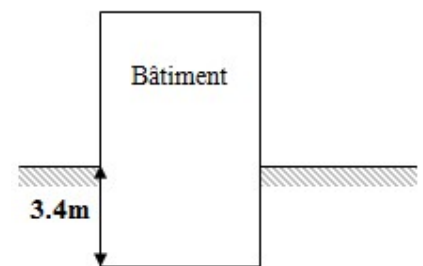


Figure VII.4: Ancrage du bâtiment

VII.3.3

Ferraillage du radier :

✓ Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

✓ Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier, en considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

✓ Le panneau sera calculé comme simplement appuyé sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

Evaluation des sollicitations :

$$q_u = \frac{N}{S} \cdot 1$$

N : L'effort total de la structure pour la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Donc : } Q_u = \frac{65319.99}{524.43} = 124.55 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = \frac{47843.75}{524.43} = 91.23 \text{ kN/ml}$$

G_0 : le poids propre du radier.

G_1 : le poids propre de la nervure.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35(G_0 + G_1) = 124,55 + 1,35(7,5 + 15) = 154,93 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + 1,35(G_0 + G_1) = 91,23 + 1,35(7,5 + 15) = 121,61 \text{ KN}$$

$$0,4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x q l x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y M_x \quad ; \quad L_x = 4,24 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,55 \text{ m}$$

Avec μ_x et μ_y coefficient dépend de ν (coefficient de poisson) etc.

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Panneau	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)
4,55 × 4,24	160,37	125,88	139,26	109,31

Tableau VII.2 : Les sollicitations des panneaux

➤ Ferrailage du radier :

❖ Sens X-X

$$M_u = 160,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,75 M_u \Rightarrow M_{tu} = 120,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u \Rightarrow M_{au} = 80,18 \text{ MN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} \quad d = 31,5 \text{ cm}$$

□ **En travée :**

$$M_{tu} = 120,28 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{120,28 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,09$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,09)})$$

$$\alpha = 0,118$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,118) = 0,952$$

Determination des armatures:

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{120,28 \times 10^3}{348 \times 0,952 \times 31,5} = 11,53 \text{ cm}^2$$

□ **En appuis :**

$$M_{au} = 80,18 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{80,18 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,06$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,06)})$$

$$\alpha = 0,08$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,08) = 0,968$$

Determination des armatures:

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{80,18 \times 10^3}{348 \times 0,968 \times 31,5} = 7,56 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y

$$M_u = 139,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,75 M_u \Rightarrow M_{tu} = 104,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u \Rightarrow M_{au} = 69,63 \text{ MN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} \quad d = 31,5 \text{ cm}$$

□ **En travée :**

$$M_{tu} = 104,45 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{104,45 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,07$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,07)})$$

$$\alpha = 0,09$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,09) = 0,964$$

Determination des armatures:

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{104,45 \times 10^3}{348 \times 0,964 \times 31,5} = 9,88 \text{ cm}^2$$

□ **En appuis :**

$$M_{au} = 69,63 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{69,63 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,05$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,05)})$$

$$\alpha = 0,06$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,06) = 0,976$$

Determination des armatures:

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{69,63 \times 10^3}{348 \times 0,976 \times 31,5} = 6,51 \text{ cm}^2$$

Les sections minimales :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 31,5 \times \frac{2,4}{400} = 4,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul d'espacement selon le B.A.E.L.99 :

$$St \leq \min(h 33,3)cm \Rightarrow St \leq 33cm$$

On prend $St = 20cm$ pour les deux nappes et suivant les deux directions. Le choix des armatures est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

		Moment (KN.m)	A s (cm 2)	A min (cm 2)	Choix (cm ² /ml)	As adopté(cm ²)	St (cm)
Sens (x-x)	En travée	120,28	11,53	4,35	8T14	12,31	20
	En appui	80,18	7,56	4,35	8T12	9,05	20
Sens (y-y)	En travée	104,45	9,88	4,35	8T14	12,31	20
	En appui	69,63	6,51	4,35	8T12	9,05	20

Tableau VII.3 : Choix des armatures

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

On verifie $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 18M Pa$

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A_s')}{7.5 \cdot (A_s + A_s')^2}} - 1 \right]$$

avec :

A s' = 0

A s : la section des armatures tendue..

A s' : la section des armatures comprimée. N'existe pas.

y=13,72cm A s=12,cm

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

$$I = \frac{100 \times 13,72^3}{3} + 15[12,31 \times (31,5 - 13,72)^2] = 144460,80 \text{ cm}^2$$

$M_{ser} = 106,92 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{106,92}{144460,80} \times 13,72 \times 10^3 = 10,15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 10,15 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$

A s = 9,05 cm 2

$$I = \frac{100 \times 13,72^3}{3} + 15[9,05 \times (45 - 13,72)^2] = 164341,34 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 106,92 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{106,92}{164341,34} \times 13,72 \times 10^3 = 8,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,93 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

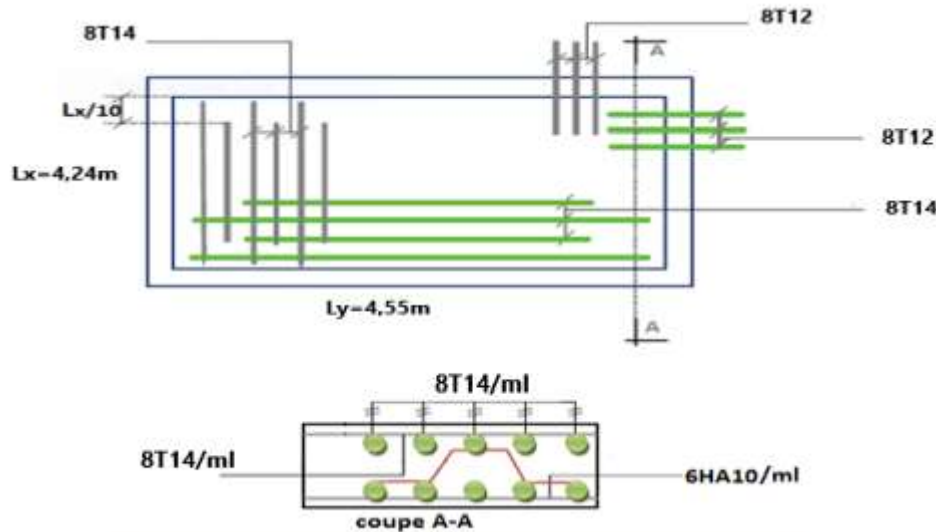


Figure VII.5: Schéma de ferrailage du radier

VII.4 Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur d = 55cm et d'épaisseur h = 35cm

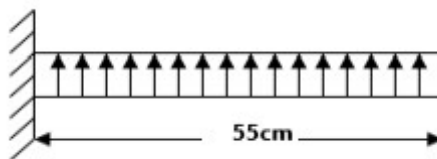


Figure VII.6: Schéma statique de débord

➤ **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{154,93 \times 0,55^2}{2} = 23,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{121,61 \times 0,55^2}{2} = 18,40 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

$$M_u = 23,44 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{23,44 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 31,5^2} = 0,017$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,017)})$$

$$\alpha = 0,021$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,021) = 0,992$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{23,44 \times 10^3}{348 \times 0,992 \times 31,5} = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 31,5 \times \frac{2,4}{400} = 4,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix: 7T14} \Rightarrow A_s = 10,78 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartitions « Ar » :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: 5T10} \Rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / I \cdot y$$

$$\text{On vérifier } \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

avec :

$$A'_s = 0$$

$$y = 13,72 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 13,72^3}{3} + 15 [10,78 \times (45 - 13,72)^2] = 164341,34 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 18,40 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18,40}{164341,34} \times 13,72 \times 10^3 = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,54 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Contrainte limite : $\tau_u^- = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5M \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4MPa$

$T_{\max} = q_u \cdot L \Rightarrow T_{\max} = 154,93 \times 0,55 = 85,21KN$

$\tau_u = \frac{85,21 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,315} = 0,49MPa$

$\tau_u = 0,49MPa \leq \bar{\tau}_u = 4MPa \dots\dots\dots cv$

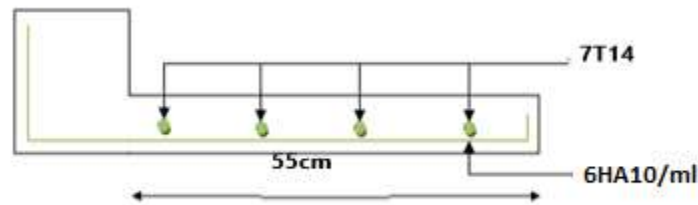


Figure VII.7: Schéma de ferrailage de débord

VII.5 Calcul de la poutre de libage (nervure) :

➤ Sollicitation de la nervure :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicité.

$$M_{ou} = \frac{q_u \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right) \Rightarrow M_{ou} = \frac{154,93 \times 5,60^2}{8} \times \left(1 - \frac{1^2}{3} \right)$$

$$\Rightarrow M_{ou} = 404,88KN.m$$

$$M_{oser} = \frac{q_{ser} \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right) \Rightarrow M_{oser} = \frac{121,61 \times 5,60^2}{8} \times \left(1 - \frac{1^2}{3} \right)$$

$$\Rightarrow M_{oser} = 317,81KN.m$$

◆ En travées:

$$M_{tu} = 0,75M_{ou} \Rightarrow M_{tu} = 303,66KN.m$$

$$M_{tser} = 0,75M_{oser} \Rightarrow M_{tser} = 238,36KN.m$$

◆ En appuis:

$$M_{au} = 0,5M_{ou} \Rightarrow M_{au} = 202,44KN.m$$

$$M_{aser} = 0,5M_{oser} \Rightarrow M_{aser} = 158,91KN.m$$

➤ Ferrailage de la poutre :

◆ En travées :

$$M_{tu} = 303,66KN.m ; b = 45cm ; h = 80cm ; d = 72cm$$

$$\mu = \frac{303,66 \times 10^3}{14,17 \times 45 \times 72^2} = 0,092$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,092)})$$

$$\alpha = 0,121$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,121) = 0,952$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{303,66 \times 10^3}{348 \times 0,952 \times 72} = 12,73 \text{ cm}^2$$

♦ **En appuis :**

$$M_{tu} = 202,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{202,44 \times 10^3}{14,17 \times 45 \times 72^2} = 0,061$$

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

$$\alpha = 0,079$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,079) = 0,968$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{202,44 \times 10^3}{348 \times 0,968 \times 72} = 8,035 \text{ cm}^2$$

➤ **La section minimale :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 72 \times \frac{2,4}{400} = 7,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix d'armatures :**

$$\text{En travées : } 8\text{T}14 \Rightarrow A_s = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 4\text{T}16 \Rightarrow A_s = 8,04 \text{ cm}^2$$

Armatures de peau (AC):

$$A_c \geq 0,002 \times b_0 \times h_t \Rightarrow A_c = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 8\text{T}12 \rightarrow A = 9,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

$$\sigma_{bc} = M \text{ sur } I . y$$

$$\text{On vérifier } \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + \hat{A}_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d \cdot \hat{A})}{7,5 \cdot (A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

avec :

$$A'_s = 0$$

$$y = 24,85 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{50 \times 24,85^3}{3} + 15[12,31 \times (81 - 24,85)^2] = 781648,03 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 190,22 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{190,22}{781648,03} \times 24,85 \times 10^3 = 6,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,05 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d}$$

$$\text{Contrainte limite : } \tau_u \leq \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ M} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$T_{\text{max}} = q_u \cdot L \Rightarrow T_{\text{max}} = 154,93 \times 5,60 = 867,61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{867,61 \times 10^{-3}}{4,95 \times 0,72} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales selon le BAEL.99 :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_t \text{ min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

• **L'espacement:**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$\text{On prend : } t = 15 \text{ cm}$$

• **Selon [BAEL.91] :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{110}{4} ; 12 \times 1,4 \right) = 16,8 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40 \phi \Rightarrow L_r = 40 \times 1,4 \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

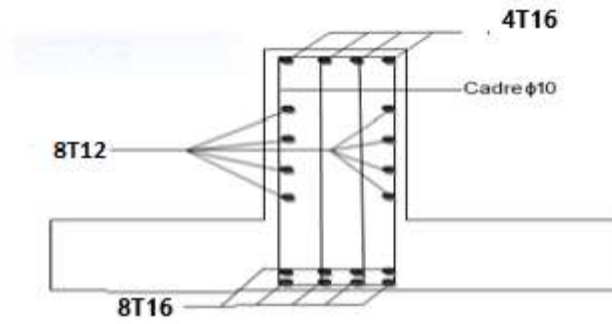


Figure VII.8: Disposition des armatures des poutres

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce Projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel SAP2000 version 14 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires.

Ce travail est une synthèse de plusieurs années de formation, nous a permis d'approfondies nos connaissances théoriques et pratique sur le calcul des structures à plusieurs niveaux tout en respectant les règlements.

Enfin, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.
- Les sections des éléments structuraux pré-dimensionnements au Chapitre II ont été revues à la hausse au Chapitre IV afin de vérifier les exigences du RPA 99/2003 concernant le choix du système de contreventement.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Pour l'infrastructure, le radier général est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Finalement nous espérons que ce mémoire soit le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour ce qui s'intéresse de près ou loin au métier de l'ingénieur en génie civil.

Références bibliographiques

Règlement :

- 📖 [1]RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne, 2003.
- 📖 [2]BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.
- 📖 [3]Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- 📖 [4]CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

Notre sources :

- 📖 **Pr. KHELAFI**, Cours de béton armé master (2015/2016)
- 📖 **TOUAFEK Walid**, « étude d'un bâtiment a usage d'habitationet commercial (r+9+s/sol) contreventement mixte», Université Mohamed Khider – Biskra (juin2013)
- 📖 **MESSAOUDI A , BOUYOUCEF K** , « Conception et calcul d'un bâtiment en béton armé de tayp (R+10) à contreventement mixte »,université d'ADRAR (2021)
- 📖 **Brika Mebaeka, Belbali Touria**,«Etude d'un bâtiment (R+ 10 + Sous sol) à usage d'habitation et commercial avec un système contreventement mixte »,université d'ADRAR (2016/2017)
- 📖 **A. baraka**, « support du cours Béton Armé I TEC185 », centre universitaire de Béchar ,2006.
- 📖 **J. Pierre mouglin**,: « calcul des éléments simples et des structures en béton armé », Cours de béton armé B.A.E.L.91, Eyrolles, Edition 1997,.
- 📖 **H. chikh**, étude d'un bâtiment« 2 sous sol, RDC + 9 étages » du forme irrégulière à usage multiple, mémoire de mastère, universitaire de Tlemcen, 2012.
- 📖 **J. aloyesarr**, « étude d'exécution en béton armé de la nouvelle direction technique
- 📖 **BEN CHENNI A , AZREUG I**,« Etude d'un bâtiment (R+ 10 + Sous sol) à usage multiple universitaire de Mostaganem (2018/2019).

ANNEXES

Annexe A

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	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	0.5940
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	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
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	0.7933
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	0.8358
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	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe B

Tableau des Armatures
(en cm²)

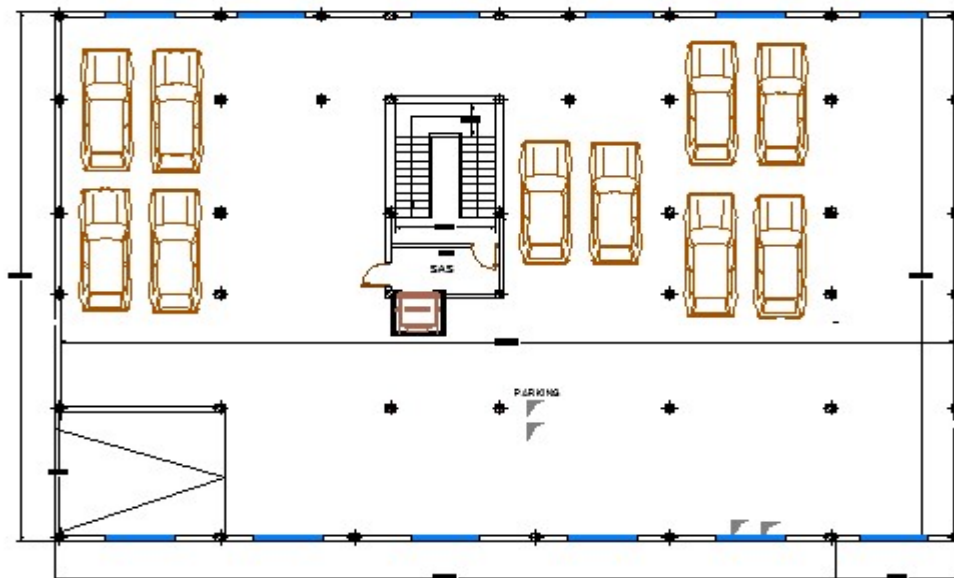
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	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

Les plans du structure

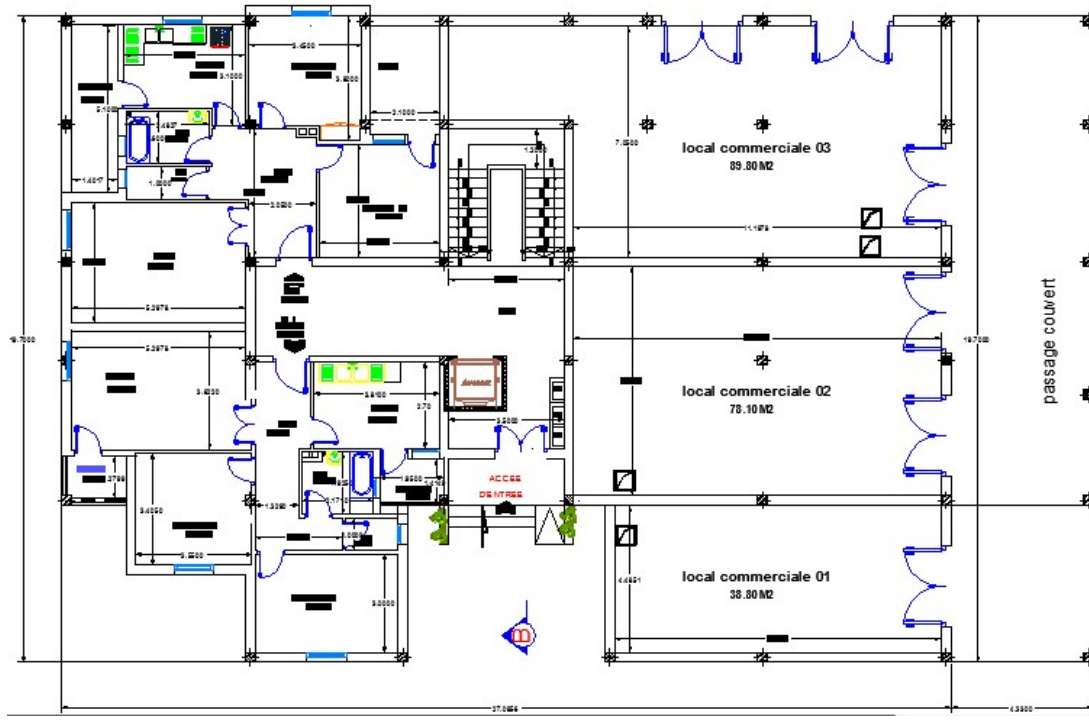


FAÇADE PRINCIPALE ECH 1/50

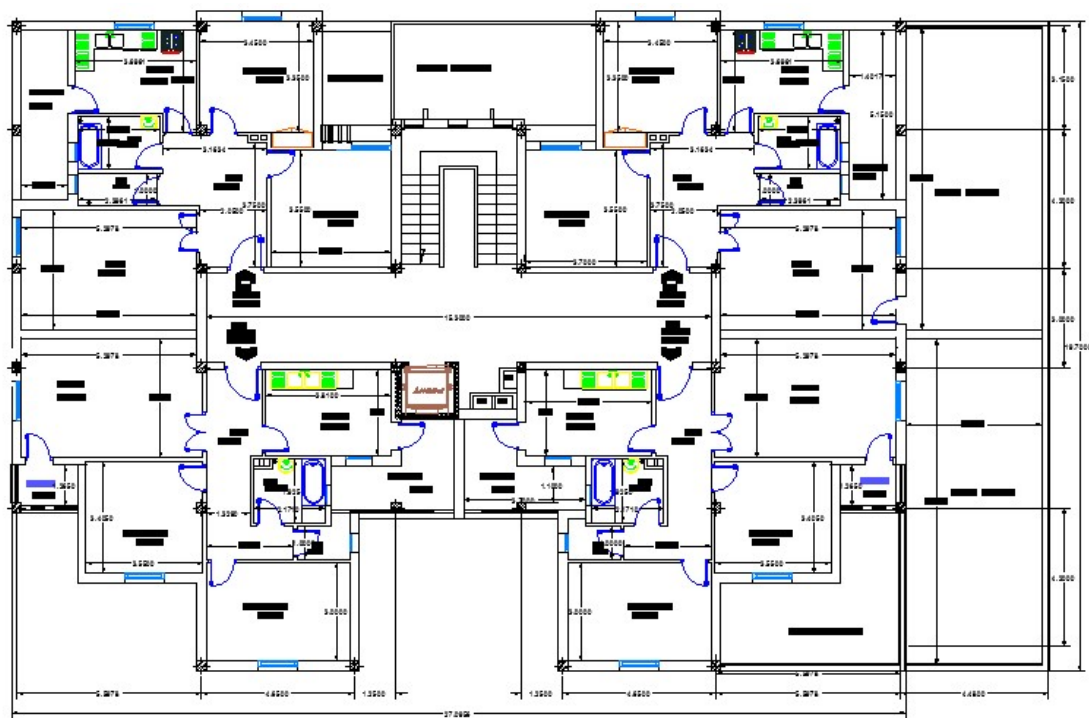
Façade principale



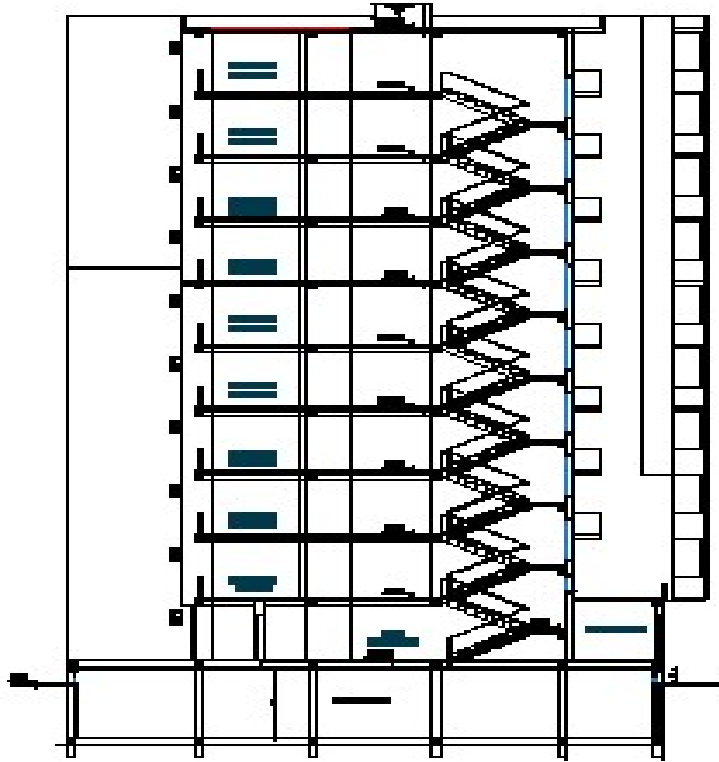
Plan Sous-sol



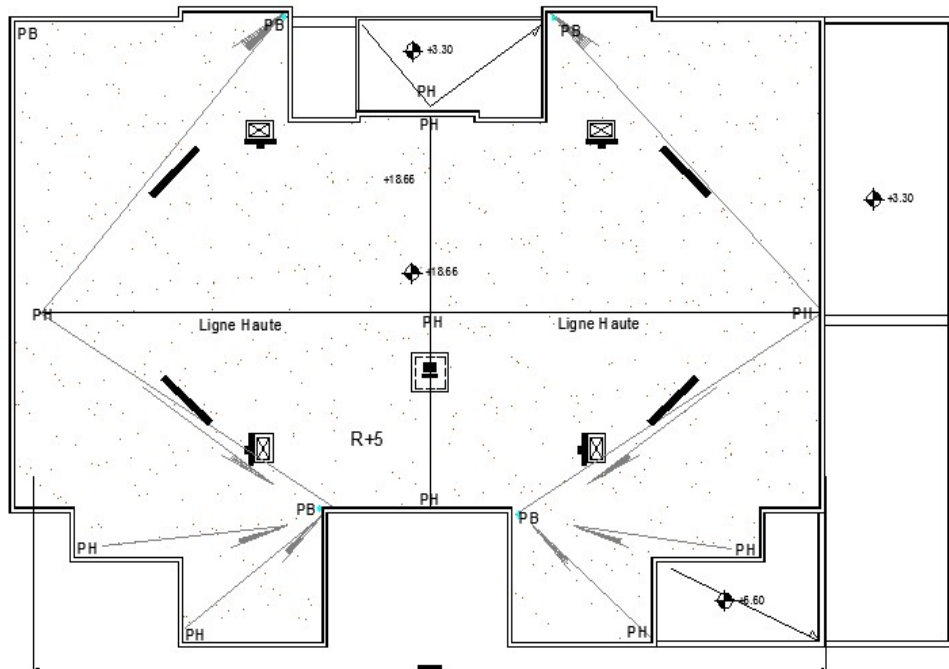
Plan RDC



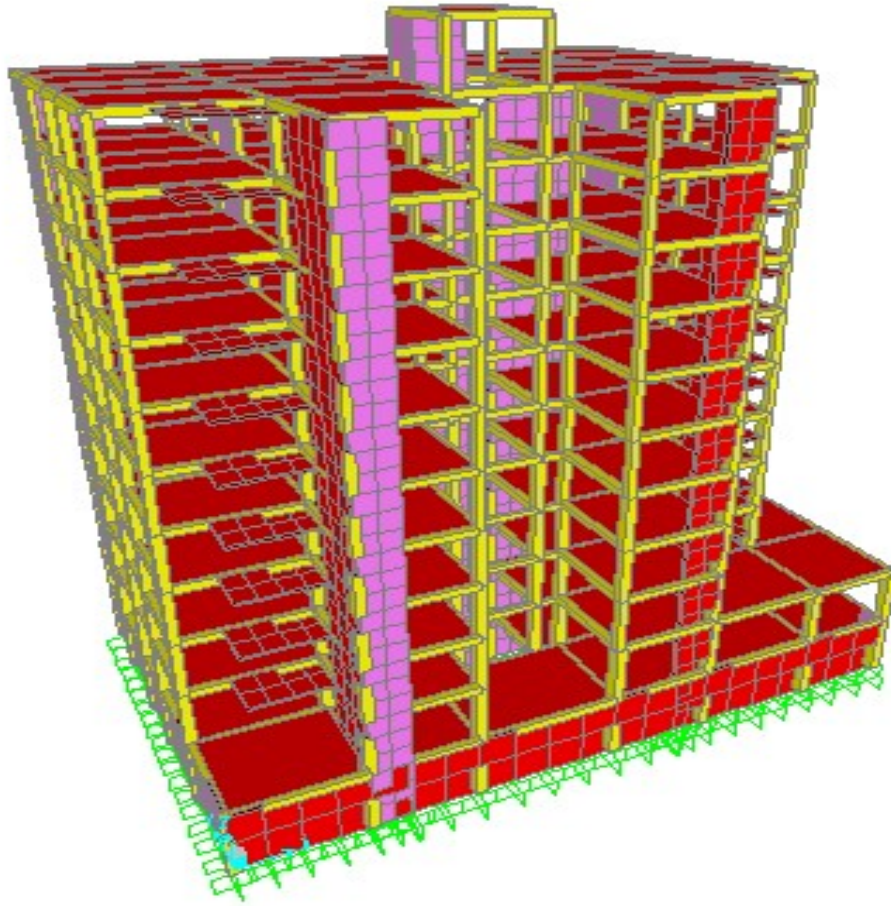
Plan étage courant



Coup (A-A)



Plan terrasse



Plan 3D