



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
DIPLOME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE**

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment RDC+9 étages à usage
multiple**

Présenté par :

BENSMINE RADIA SONIA

Encadreur : **Mme LAREDJ NADIA**

Président : **Mr REZIGUA AHMED**

Examineur : **Mr MEHELA TOUFIK**

Année Universitaire : 2018 / 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Conception structurelle.....	3
I.3.a Le contreventement.....	3
I.3.b Le plancher.....	3

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1 Introduction.....	5
II.2 Caractéristiques des matériaux.....	5
II.2.a Le béton.....	5
II.2.b L'acier.....	7

Chapitre III : Pré-dimensionnement

III.1 Introduction.....	10
III.2 Pré-dimensionnement des planchers.....	10
III.2.a Cas de dalle pleine.....	10
III.2.b Cas de dalle à corps creux.....	12
III.3 Pré-dimensionnement des poutres.....	14
III.4 Pré-dimensionnement des poteaux.....	15
III.5 Pré-dimensionnement des voiles.....	18
III.6 Pré-dimensionnement des escaliers.....	19
III.7 Pré-dimensionnement des poutrelles.....	23

Chapitre IV : Etude des planchers

IV.1 Introduction.....	25
IV.2 Etude des planchers.....	25
IV.2.a Etude des poutrelles.....	25
IV.2.b Etude de la dalle de compression.....	34

Chapitre V : Etude des éléments secondaire

V.1 Introduction.....	35
-----------------------	----

V.2 Etude des balcons.....	35
V.2.a Etude du balcon type 1.....	35
V.2.b Etude du balcon type 2.....	37
V.2.c Etude du balcon type 3.....	40
V.3 Etude de l'ascenseur.....	42
V.4 Etude de l'acrotère.....	50
V.5 Etude des escaliers.....	52
V.5.a Etude des escaliers type 1.....	52
V.5.b Etude du palier de repos type 1.....	54
V.5.c Etude des escaliers type 2.....	56
V.5.d Etude du palier de repos type 2.....	59

Chapitre VI : Etude sismique

VI.1 Introduction.....	63
VI.2 Description du logiciel ETABS.....	63
VI.3 Méthodes de calcul.....	64
VI.4 Calcul de l'effort sismique total.....	65
VI.5 Disposition des voiles.....	67
VI.6 Interprétation des résultats.....	68
VI.6.a Vérification de la résultante de la force sismique.....	68
VI.6.b Vérification du pourcentage des participations massique et modale.....	68
VI.6.c Vérification des trois premiers modes.....	69
VI.6.d Vérification de $T_{empirique}$	70
VI.6.e Vérification des déplacements.....	71
VI.6.f Justification vis-à-vis ($P - \Delta$).....	73
VI.6.g Vérification au renversement.....	74

Chapitre VII : Etude des éléments résistants

VII.1 : Introduction.....	78
VII.2 : Calcul des poutres.....	78
VII.2.a : Etude des poutres principales.....	79
VII.2.b : Etude des poutres secondaires.....	83
VII.3 : Etude des poteaux.....	88
VII.4 : Etude des voiles.....	95

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 : Introduction.....	100
VIII.2 : Détermination du type de fondation.....	101
VIII.3 : Etude de la dalle.....	103
VIII.4 Etude de la nervure	104

Conclusion générale

Liste des tableaux

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

Tableau II.1 Caractéristiques mécaniques des aciers.....	8
--	---

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Tableau III.1 Charges et surcharges des balcons se trouvant en terrasse.....	11
Tableau III.2 Charges et surcharges des balcons se trouvant à l'étage courant.....	12
Tableau III.3 Charges et surcharges du plancher terrasse.....	12
Tableau III.4 Charges et surcharges du plancher étage courant.....	13
Tableau III.5 Charges et surcharges du plancher rez-de-chaussée.....	13
Tableau III.6 Charges et surcharges supportées par la section afférente en terrasse.....	16
Tableau III.7 Charges et surcharges supportées par la section afférente à l'étage courant.....	16
Tableau III.8 Charges et surcharges supportées par la section afférente au rez-de-chaussée...	16
Tableau III.9 Calcul des sections des poteaux.....	17
Tableau III.10 Charges et surcharges supportées par le palier à l'étage courant.....	21
Tableau III.11 Charges et surcharges supportées par la paillasse à l'étage courant.....	22
Tableau III.12 Charges et surcharges supportées par le palier au rez-de-chaussée.....	22
Tableau III.13 Charges et surcharges supportées par la paillasse au rez-de-chaussée.....	22

Chapitre IV : Etude des planchers

Tableau IV.1 Charges supportées par les poutrelles.....	27
Tableau IV.2 Les moments appliqués aux poutrelles.....	29
Tableau IV.3 Ferrailage des poutrelles.....	30

Chapitre V : Etude des éléments secondaires

Tableau V.1 Ferrailage du balcon type 1.....	35
Tableau V.2 Ferrailage du balcon type 2.....	38
Tableau V.3 Ferrailage du balcon type 3.....	41
Tableau V.4 Ferrailage de l'ascenseur dans le cas d'une charge uniformément répartie.....	43
Tableau V.5 Vérification des contraintes.....	45
Tableau V.6 Ferrailage de l'ascenseur dans le cas d'une charge concentrée.....	47
Tableau V.7 Vérification des contraintes.....	49
Tableau V.8 Ferrailage de l'acrotère.....	51
Tableau V.9 Les charge supportées par l'escalier type 1 à l'ELU.....	52
Tableau V.10 Calcul du ferrailage de l'escalier type 1.....	53

Tableau V.11 Les charge supportées par l'escalier type 1 à l'ELS.....	53
Tableau V.12 Ferrailage du palier type 1.....	55
Tableau V.13 Les charge supportées par l'escalier type 2 à l'ELU.....	57
Tableau V.14 Calcul du ferrailage de l'escalier type 2.....	57
Tableau V.15 Les charges supportées par l'escalier type 2 à l'ELS.....	58
Tableau V.16 Ferrailage du palier type 2.....	60
Chapitre VI : Etude sismique	
Tableau VI.1 Calcul du facteur de qualité.....	66
Tableau VI.2 Vérification de la résultante de la force sismique.....	68
Tableau VI.3 Pourcentage des participations massique et modale.....	68
Tableau VI.4 Centre de masse et de rigidité.....	71
Tableau VI.5 Calcul de l'excentricité.....	71
Tableau VI.6 Déplacements et efforts tranchants des diaphragmes.....	72
Tableau VI.7 Calcul des déplacements horizontaux.....	72
Tableau VI.8 Calcul des effets du 2 ^{ème} ordre P- Δ selon le sens x-x.....	73
Tableau VI.9 Calcul des effets du 2 ^{ème} ordre P- Δ selon le sens y-y.....	74
Tableau VI.10 Calcul du moment renversant et stabilisant selon le sens x-x.....	74
Tableau VI.11 Calcul du moment renversant et stabilisant selon le sens y-y.....	75
Tableau VI.12 Calcul de M_{sx}/M_{rx} selon le sens x-x.....	75
Tableau VI.13 Calcul de M_{sy}/M_{ry} selon le sens y-y.....	76
Chapitre VII : Etude des éléments porteurs	
Tableau VII.1 Cas des contraintes.....	79
Tableau VII.2 Les données en travée.....	79
Tableau VII.3 Calcul du ferrailage en travée.....	79
Tableau VII.4 Les données en appuis (nappe inférieure).....	80
Tableau VII.5 Calcul du ferrailage en appuis (nappe inférieure).....	80
Tableau VII.6 Les données en appuis (nappe supérieure).....	80
Tableau VII.7 Calcul du ferrailage en appuis (nappe supérieure).....	81
Tableau VII.8 Les données concernant l'effort tranchant.....	82
Tableau VII.9 Vérification du cisaillement.....	82
Tableau VII.10 Les données à l'ELS.....	82
Tableau VII.11 Vérification des contraintes à l'ELS.....	83
Tableau VII.12 Les données concernant la flèche.....	83
Tableau VII.13 Vérification de la flèche.....	83

Tableau VII.14 Les données en travée.....	84
Tableau VII.15 Calcul du ferrailage en travée.....	84
Tableau VII.16 Les données en appuis (nappe inférieure).....	84
Tableau VII.17 Calcul du ferrailage en appuis (nappe inférieure).....	85
Tableau VII.18 Les données en appuis (nappe supérieure).....	85
Tableau VII.19 Calcul du ferrailage en appuis (nappe supérieure).....	85
Tableau VII.20 Les données concernant l'effort tranchant.....	86
Tableau VII.21 Vérification du cisaillement.....	87
Tableau VII.22 Les données à l'ELS.....	87
Tableau VII.23 Vérification des contraintes à l'ELS.....	87
Tableau VII.24 Les données concernant la flèche.....	88
Tableau VII.25 Vérification de la flèche.....	88
Tableau VII.26 Calcul du ferrailage des poteaux restants.....	94
Tableau VII.27 Les données du voile le plus sollicité.....	98
Tableau VII.28 Calcul des contraintes.....	98
Tableau VII.29 Calcul du ferrailage longitudinal.....	99
Tableau VII.30 Calcul du ferrailage horizontal.....	99
Tableau VII.31 Vérification du cisaillement.....	99
Tableau VII.32 Vérification à l'ELS.....	99
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
Tableau VIII.1 Calcul du ferrailage de la dalle.....	103
Tableau VIII.2 Calcul du ferrailage de la nervure.....	104

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1 Plan de masse de la structure.....	1
Figure I.2 Plan de situation de la structure.....	2
Figure I.3 La structure en trois dimensions réalisée sur ETABS.....	2
Figure I.4 Les dimensions en plan de la structure.....	3

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

Figure II.1 Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton.....	7
Figure II.2 Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	9

Chapitre III : Pré-dimensionnement

Figure III.1 Plancher terrasse.....	13
Figure III.2 Plancher étage courant.....	13
Figure III.3 L'acrotère.....	14
Figure III.4 Disposition des poutres.....	14
Figure III.5 La section afférente.....	16
Figure III.6 Les dimensions du poteau.....	17
Figure III.7 La hauteur libre.....	18
Figure III.8 Pré-dimensionnement selon les types de voiles.....	19
Figure III.9 Schéma d'un escalier.....	20
Figure III.10 Coupe transversale du plancher.....	23
Figure III.11 Disposition des poutrelles.....	24
Figure III.12 Schéma de la poutrelle.....	24

Chapitre IV : Etude des planchers

Figure IV.1 Schéma statique des poutrelles type 1.....	26
Figure IV.2 Schéma statique des poutrelles type 2.....	26
Figure IV.3 Schéma statique des poutrelles type 3.....	26
Figure IV.4 Schéma représentatif pour le calcul des moments en travée.....	27
Figure IV.5 Schéma représentatif des dimensions de la poutrelle.....	29
Figure IV.6 Schéma représentatif du rayon de courbe minimale.....	32
Figure IV.7 Dessin de ferrailage de la solive.....	33
Figure IV.8 Dessin de ferrailage de la dalle de compression.....	34

Chapitre V : Etude des éléments secondaires

Figure V.1 Balcon type 1.....	35
-------------------------------	----

Figure V.2 Dessin de ferrailage de la dalle du balcon type 1.....	37
Figure V.3 Balcon type 2.....	38
Figure V.4 Dessin de ferrailage de la dalle du balcon type 2.....	40
Figure V.5 Balcon type 3.....	40
Figure V.6 Dessin de ferrailage de la dalle du balcon type 3.....	42
Figure V.7 Schéma représentant la surface d'impact.....	46
Figure V.8 Dessin de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	49
Figure V.9 L'acrotère.....	50
Figure V.10 Dessin de ferrailage de l'acrotère.....	52
Figure V.11 Schéma statique des escaliers type 1.....	52
Figure V.12 Dessin de ferrailage des escaliers type 1.....	54
Figure V.13 Palier type 1.....	54
Figure V.14 Dessin de ferrailage de la dalle du palier type 1.....	56
Figure V.15 Schéma statique des escaliers type 2.....	57
Figure V.16 Dessin de ferrailage des escaliers type 2.....	59
Figure V.18 Palier type 2.....	59
Figure V.19 Dessin de ferrailage de la dalle du palier type 2.....	61
Chapitre VI : Etude sismique	
Figure VI.1 Schéma explicatif du phénomène du séisme.....	63
Figure VI.2 Modélisation de la structure sur ETABS.....	64
Figure VI.3 Diagramme du spectre de réponse.....	67
Figure VI.4 Disposition des voiles.....	68
Figure VI.5 1 ^{er} mode avec $T = 0,78s$	69
Figure VI.6 2 ^{ème} mode avec $T = 0,69s$	70
Figure VI.7 3 ^{ème} mode avec $T = 0,5s$	70
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
Figure VIII.1 Dimensions du radier.....	102
Figure VIII.2 Dimensions de la nervure.....	104

Symboles et notations

A_r : aire d'une section d'acier de répartition

A_t : aire d'une section d'acier transversale

A_s : aire d'une section d'acier

B : la largeur (m)

B_r : section réduite du béton

E_s : module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : limite d'élasticité de l'acier

G : charges permanente

Q : charges d'exploitation

E : actions accidentelles

q_u : charges réparties ultime

q_s : charges réparties de service

I : moment d'inertie

M_u : moment de calcul ultime

M_s : moment de calcul de service

N_u : effort normal ultime

N_s : effort normal de service

V : effort tranchant

S : surface plane de la structure

d : position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : épaisseur

L : longueur

L_r : longueur de recouvrement

l_f : longueur de flambement

I : rayon de giration

λ : élancement

μ : coefficient de frottement

μ_{bu} : moment ultime réduit

μ_l : moment réduit limite
 ν : coefficient de poisson
 σ_{bc} : contrainte du béton à la compression
 σ_s : contrainte de l'acier à la traction
 τ : contrainte tangente
 τ_u : contrainte tangente conventionnelle
 ϕ_t : diamètre des armatures transversales
 ϕ_l : diamètre d'une armature longitudinale
 S_t : espacement des armatures
 ζ : contrainte tangentielle de cisaillement
 ζ_{se} : contrainte d'adhérence
 η : coefficient de fissuration
 Ψ_s : coefficient de scellement
 l_s : longueur de scellement
 ξ_{bc} : raccourcissement relatif du béton
 ξ_s : allongement relatif de l'acier tendu
 γ_b : coefficient de sécurité de béton
 γ_s : coefficient de sécurité de l'acier
 γ : poids spécifique déjaugé
 A : coefficient d'accélération de zone
 C : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
 D : facteur d'amplification dynamique moyen
ELS : état limite de service
ELU : état limite ultime
 F_s : coefficient de sécurité
 Q : facteur de qualité
 R : coefficient de comportement global
 P : poids du radier
 N : charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
 S_r : surface du radier
 W : poids propre de la structure.
 W_Q : charges d'exploitation.
 W_G : poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels
 f : flèche

h_t : hauteur total du radier

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

σ : contrainte normale

Remerciements

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu, mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi «Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fière». Je remercie également mes sœurs pour leur encouragement, mon fiancé et toute ma famille.

Je tiens à remercier également mon encadreur de mémoire madame Laredj Nadia d'avoir accepté de m'encadrer et de m'avoir aidé et guidé durant mes recherches, monsieur Rezigua Ahmed et monsieur Mehela Toufik pour leur encadrement et présence parmi nous.

J'adresse mes sincères remerciements également à tous les professeurs qui m'ont enseigné durant tout mon cursus, spécialement monsieur Hadj Brahim Ammar, monsieur Mohamed Bensoula et monsieur Moussaoui Salah Eddine d'avoir toujours cru en leurs étudiants, et d'avoir tout donné pour les aider.

Je remercie aussi monsieur Benyoucef Abdelhak et monsieur Remaci Abdelhafid de m'avoir guidé et aidé par leurs conseils et critiques.

Sans vous je n'en serai jamais arrivée là.

Dédicaces

« و ما توفيقى إلا با لله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation. Mes sœurs Ahlem et Hanène. Toute la famille Bensmaine. Mon fiancé et ma belle famille. A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite, de l'école primaire jusqu'à l'université.

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق أرضي و 9 طوابق للاستعمال المختلط . و الواقعة في حاسي ماماش المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير RPA99/version 2003 المقاومة للزلازل الجزائرية. أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R +9) contreventée par des portique et des voiles, à usage mixte. La structure est implantée à Hassi Mamèche, zone de sismicité moyenne (zone IIa). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003. Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

Summary

This project consists mainly in dynamic analysis of a structure (R+9) for mixed usage. The structure is located in Hassi Mameche which is characterized by a medium seismic activity (zone IIa). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003). The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Introduction générale :

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale, dans un souci d'économie de l'espace. L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques. Elle se représente comme étant une région à forte activité sismique. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet.
- Confort.
- Esthétique.

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

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

Dans le cadre de ce projet, on a procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commerce, implanté dans une zone de sismicité moyenne, comportant un RDC et 9 étages à Hassi-Mamèche.

Ce mémoire est constitué de huit chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment.
- Le deuxième chapitre présente les caractéristiques des matériaux utilisées.
- Le troisième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments de la structure.
- Le quatrième chapitre présente le calcul des planchers.
- Le cinquième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le sixième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.

- Le septième chapitre consiste à l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre traite l'étude de l'infrastructure.

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) et des différentes sollicitations (compression, flexion...). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 version 2003, CBA93) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment RDC + 9 étages, présentant une régularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement est en portiques et par des voiles en béton armé. Le bâtiment est à usage mixte (habitation, commerce) dont le lieu d'implantation est la commune de «Hassi Mamèche», wilaya de Mostaganem. Cette région est classée comme zone à sismicité moyenne (Zone IIa) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.



Figure I.1 Plan de masse de la structure



Figure I.2 Plan de situation de la structure

En plan, ce bâtiment comporte :

*Un rez-de-chaussée à usage commercial.

*Neuf étages à usage d'habitation.

Dimensions en élévation :

*La hauteur du bloc est de 31,62 m (sans l'acrotère)

*La hauteur du rez-de-chaussée est de 4,08m

*La hauteur de l'étage courant est de 3,06m

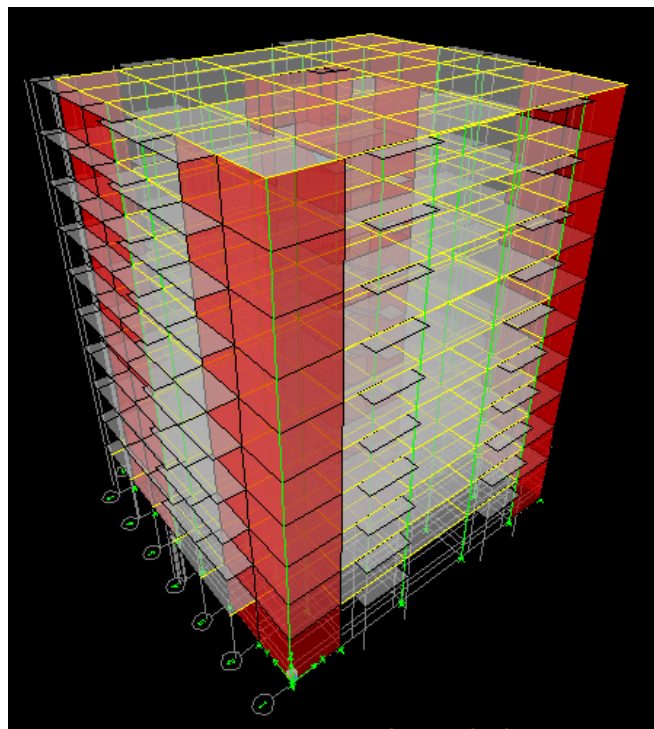


Figure I.3 La structure en trois dimensions réalisée sur ETABS

Dimensions en plan :

*Longueur totale : $L = 24,20\text{m}$ (sens longitudinal)

*Largeur total : $l = 21,34\text{ m}$ (sens transversal)

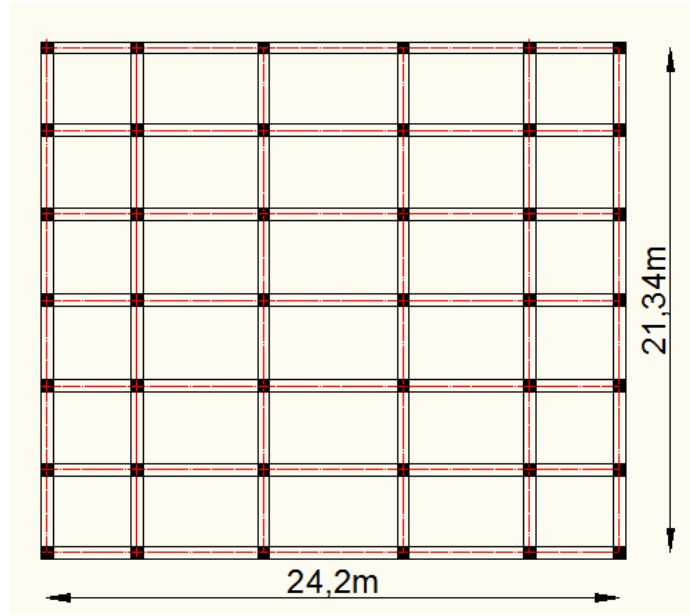


Figure I.4 Les dimensions en plan de la structure

Données du site :

*Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA99(version 2003) comme zone à sismicité moyenne (zone IIa).

*L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

*Le site est considéré comme ferme (S2/site ferme).

*Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,5\text{bar}$ d'après le rapport géotechnique.

I.3 Conception structurelle :

a. Le contreventement :

Le système de contreventement de la structure étudiée est assuré par des portiques et des voiles en béton armé. Dans ce cas, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, il ne faut pas oublier de vérifier certains points :

- En zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.
- Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum.

b. Le plancher :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

*Facilité de réalisation ;

*Les portées de ce projet ne sont pas grandes ;

*Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique ;

*Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines comme la dalle de la cage d'ascenseur par exemple.

II.1 Introduction :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de la structure étudiée sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL91, ainsi que le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

II.2 Caractéristiques des matériaux :

Ce bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier, le béton reste dans notre pays un matériau économique comparativement à la charpente métallique. L'ossature en béton armé utilisé sera calculée conformément aux règles techniques CBA93 et en respectant les dispositions énoncées par le RPA99 version 2003.

II.2.a Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- Composition du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations :

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température :

*350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.

*400 litres de sable de diamètre 8 à 5mm.

*800 litres de gravier de diamètre 15 à 25mm.

*175 litres d'eau de gâchage.

- Caractéristiques physique et mécaniques de béton :

1) Masse Volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m³.

2) Retrait Hygrométrique :

Au cours de sa vie le béton subit une variation de volume lorsque il est conservé dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

- Résistance mécanique de béton :

1) module de déformation longitudinale :

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette valeur est déterminée par des essais. Ces essais consistent à l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200cm². Ceci dit un diamètre égale à 15,95cm et une hauteur de 32cm.

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcule la résistance caractéristique. Concernant la structure étudiée les données prises seront les suivantes :

- Compression : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

- Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1\text{MPa}$

Le CBA93 préconise pour $j < 28$ jours

$f_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (4,76 + 0,83 \cdot j) \rightarrow$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$f_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (1,40 + 0,95 \cdot j) \rightarrow$ pour $f_{c28} > 40\text{MPa}$

2) Module de déformation longitudinale au béton :

Pour le module de déformation longitudinale :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

- Module instantané :

(Pour les charges d'une durée d'application < 24 h)

$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,195\text{MPa}$

- Module différé :

Pour les charges de longue durée

$E_i = 3700 \cdot \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,9\text{MPa}$

3) La contrainte de calcul béton comprimé :

- Etat limite ultime (ELU) :

Si : $0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\%$: La courbe est sous forme d'une parabole.

$\sigma_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / (\theta \cdot \gamma_b \cdot (1 - (2 - \zeta_{bc})/2))$

Avec :

ζ_{bc} : la déformation du béton à la compression.

$\theta = 1 \rightarrow$ Si $t > 24$ heures

$\theta = 0,9 \rightarrow$ Si $1 \leq t \leq 24$ heures

$\theta = 0,85 \rightarrow$ Si $t < 1$ heure

Si : $2‰ \leq \zeta_{ab} \leq 3.5 ‰$: La courbe est sous forme d'une droite constante

$$\sigma_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / (\theta \cdot \gamma_b)$$

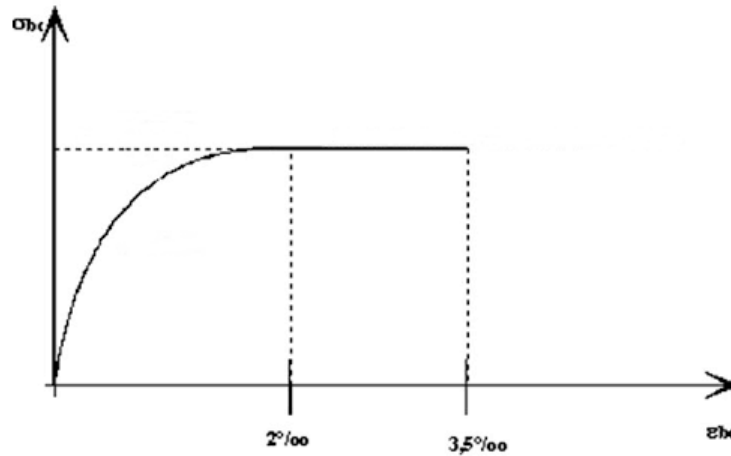


Figure II.1 Diagramme parabolé-rectangle des contraintes-déformations du béton

- Etat limite service (ELS) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Coefficient de poisson: } \nu = (\Delta\alpha/\alpha) / (\Delta L/L)$$

Avec :

$\Delta\alpha/\alpha$: l'allongement relatif de la section transversale

$\Delta L/L$: l'allongement relatif de la section longitudinale

$\nu = 0,2$ pour l'état limite service (ELS).

$\nu = 0$ pour l'état limite ultime de résistance (ELU).

II.2.b Les armatures :

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

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

Aciers durs pour 0,25% à 0,40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

- Caractéristiques mécaniques :

Avec :

f_e : valeur de la limite d'élasticité garantie

Tableau II.1 Caractéristiques mécaniques des aciers :

Type	Les nuances	f_e (MPa)
Les ronds lisses (RL)	FeE215	215
	FeE235	235
Les armatures à haute adhérence (HA)	FeE400	400
	FeE500	500
Fils à haute adhérence (HA)	FeTE400	400
	FeTE500	500
Les treillis soudés (TS)	TLE500 ($\phi > 6\text{mm}$)	500
	TLE520 ($\phi \leq 6\text{mm}$)	520

Les aciers utilisés dans la construction de ce projet seront du type haute-adhérence -HA- et de nuance FeE400. La limite d'élasticité garantie : $f_e = 400\text{MPa}$.

- Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

- Etat limite ultime (ELU) :

f_e : limite d'élasticité de l'acier = 400MPa

γ_s : coefficient de sécurité = 1,15 (situation normale)

γ_s : coefficient de sécurité = 1 (situation accidentelle)

E_s : module d'élasticité de l'acier = 2.10^5MPa

$\xi_L = f_e/(\gamma_s \cdot E_s) = 1,739\%$

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

$\alpha_L = 3,5/(3,5+1.739) = 0,668\text{MPa}$

$\mu_L = 0,8 \alpha_L(1-0,4 \cdot \alpha_L) = 0,392$

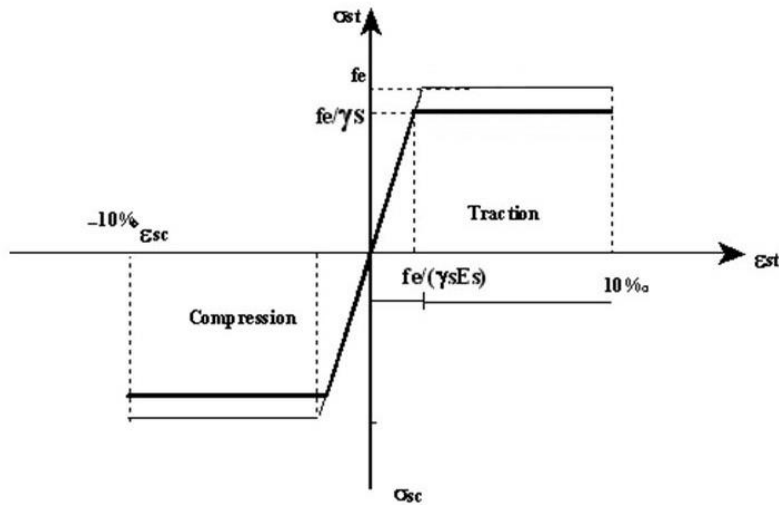


Figure II.2 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

- Etat limite service (ELS) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont :

Fissuration peu préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne $\bar{\sigma}_s$.

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } : \bar{\sigma}_s = \min(f_e \cdot 2/3 ; 110\sqrt{(\eta \cdot f_c 28)})$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } : \bar{\sigma}_s = \min(f_e/2 ; 90\sqrt{(\eta \cdot f_c 28)})$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les acier à haute adhérence.

III.1 Introduction:

Le pré-dimensionnement des éléments d'une structure (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

***Sollicitations verticales**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

***Sollicitations horizontales**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL 91, CBA93 et RPA99 version 2003.

III.2 Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales:

-Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitations ;

-Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ;

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

*La facilité de réalisation.

*Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5,9 m).

*Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

*L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances.

*L'épaisseur du plancher sera déduite

Ceci n'évite pas l'utilisation de la dalle pleine dans certains cas, tel que la dalle de la cage d'ascenseur dans le cas de cette structure.

a. Cas de dalle pleine:

1. résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour un coupe feu de quatre heures.

On admet : $e = 16 \text{ cm}$

2. résistance a la flexion :

Dalles reposant sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30$

Dalles reposant sur deux ou trois appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$

L_x : est la petite portée de panneau le plus sollicité, dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à :

$$L_x = 3,62 \text{ m}$$

$$L_y = 5,9 \text{ m}$$

$$\text{Donc on a : } 7,24 \text{ cm} \leq e \leq 9,05 \text{ cm}$$

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

3. condition de flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$f_{\max} < L_{\max} / 500$; si la porté L est au plus égale à 5m.

$f_{\max} < 0,5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000$; si la porté L est supérieur à 5m.

Selon CBA93.

Dans le cas étudié : $L_{\max} = 590 \text{ cm}$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1,1 \text{ m}$ avec une épaisseur $e = 16 \text{ cm}$

$$\text{Poids propre : } G = 2500 \times e \times 1,1 = 440 \text{ kg/ml}$$

4. Condition d'isolation phonique :

Selon les règles de BAEL91 l'épaisseur du plancher doit être supérieure où égale à 16cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc : $e \geq 16 \text{ cm}$

Surcharge d'exploitation ; $Q = 150 \text{ kg/ml}$

$$q = G + Q = 590 \text{ kg/ml}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 16 \text{ cm}$, pour toutes les dalles.

- Charges et surcharges des balcons :

Terrasse :

Tableau III.1 Charges et surcharges des balcons se trouvant en terrasse :

	ρ	e	G
Protection gravillon	1700	0,05	85
Etanchéité multicouche	600	0,02	12

Forme de pente	2200	0,10	220
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Dalle pleine (16)	2500	0,16	400
Enduit en ciment	1000	0,02	20

G =	753	(kg/m ²)
Q =	100	(kg/m ²)

Etage courant :

Tableau III.2 Charges et surcharges des balcons se trouvant à l'étage courant :

	ρ	e	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Dalle pleine(16)	2500	0,16	400
Enduit en ciment	1000	0,02	20

G =	540	(kg/m ²)
Q =	350	(kg/m ²)

b. Cas de dalle à corps-creux :

1. isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de $e = 16\text{cm}$

2. condition de résistance:

$$L/2 \leq e \leq L/20 \rightarrow 13,28 \leq e \leq 16,6$$

On prendra une dalle à corps creux d'une épaisseur de : $e = (16 + 4)\text{cm}$

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

- Plancher terrasse :

Tableau III.3 Charges et surcharges du plancher terrasse :

	ρ	e	G
Protection gravillon	1700	0,05	85
Etanchéité multicouche	600	0,02	12

Forme de pente	2200	0,10	220
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Dalle à corps creux (16+4)	1550	0,20	310
Enduit en plâtre	1000	0,02	20

G =	663	(kg/m ²)
Q =	100	(kg/m ²)

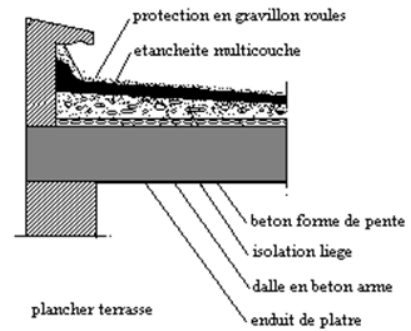


Figure III.1 Plancher terrasse

• Plancher étage courant :

Tableau III.4 Charges et surcharges du plancher étage courant :

	ρ	e	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Dalle à corps creux (16+4)	1550	0,20	310
Enduit en plâtre	1000	0,02	20

G =	450	(kg/m ²)
Q =	150	(kg/m ²)

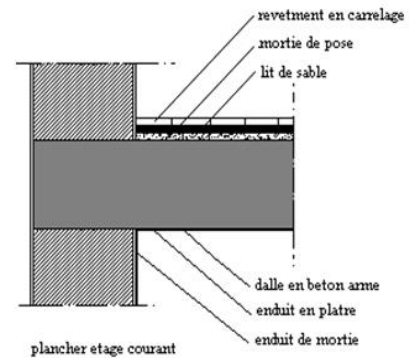


Figure III.2 Plancher étage courant

• Plancher RDC :

Tableau III.5 Charges et surcharges du plancher rez-de-chaussée :

	ρ	e	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Dalle à corps creux (16+4)	1550	0,20	310
Enduit en plâtre	1000	0,02	20

G =	450	(kg/m ²)
Q =	500	(kg/m ²)

- Acrotère :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,4 \times 0,1) + (0,1 \times 0,2) + [(0,2 \times 0,2) - (0,1 \times 0,2)/2 + (0,0375^2 \times 3,14)/2]$$

$$S = 0,0877$$

$$G = 0,0877 \times 2500 = 219,48 \text{ kg/ml}$$

G =	219,48	(kg/ml)
Q =	90	(kg/ml)

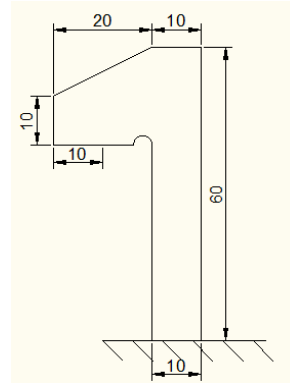


Figure III.3 L'acrotère

III.3 Pré-dimensionnement des poutres :

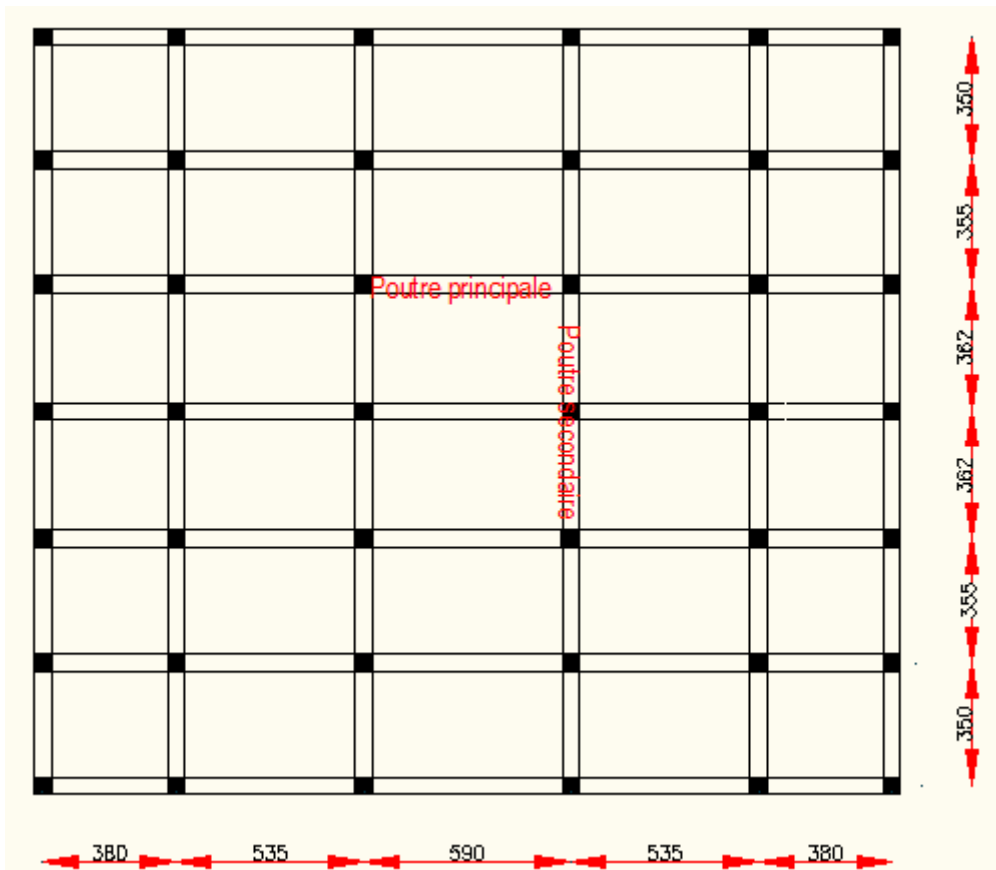


Figure III.4 Disposition des poutres

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99 version 2003 suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
 - $h \geq 30 \text{ cm}$
- } Condition de flèche

- $h / b \leq 4,0$
 - $b_{\max} = 1,5 h + b$
- } Condition de RPA

D'après la formule empirique; les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante : $L / 15 \leq h_t \leq L / 10$ avec b_1 et h_1 :

Poutres principales :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 590 \leq h \leq 590/10 \rightarrow h = 50\text{cm}$$

$$\rightarrow 39,33 \leq h \leq 59 \rightarrow 20 < b < 40$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow b = 30\text{cm}$$

$$P_p = (50 \times 30)\text{cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 362 \leq h \leq 362/10 \rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$\rightarrow 24,13 \leq h \leq 36,2 \rightarrow 12 < b < 24$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow b = 30\text{cm}$$

$$P_s = (30 \times 30)\text{cm}^2$$

Remarque : Les conditions de RPA99 sont vérifiées :

III.4 Pré-dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centrée, les règles BAEL91 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après BAEL91 : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s))$$

Et d'après les règles BAEL91 ; elles préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc} / 0,9) + 0,85(f_e / \gamma_s) (A / B_r))$$

Tel que :

B_r : section réduite du poteau (cm^2)

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton = 25MPa

f_{bc} : $0,85(f_{c28} / \gamma_b) = 14,16$ MPa

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa

γ_b : 1,5

$\gamma_s : 1,15$

β : coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

Charges et surcharges revenants au poteau :

Calcul de la surface offerte :

$$S = 16,7425\text{m}^2$$

Dalle à corps creux : on majore S par 10%

$$D'où S' = 16,7425 \times 1,1 = 18,41675\text{m}^2$$

- Plancher terrasse :

$$G = 663 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 100/\text{m}^2$$

Tableau III.6 Charges et surcharges supportées par la section afférente en terrasse :

Plancher terrasse	
Plancher	$0,663.18,42 = 12,21\text{t}$
Poutres longitudinales	2,21t
Poutres transversales	0,81t
Surcharges	$0,100.18,42 = 1,84\text{t}$
G	15,22t
Q	1,842t

- Plancher étage courant :

$$G = 450 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 150/\text{m}^2$$

Tableau III.7 Charges et surcharges supportées par la section afférente à l'étage courant :

Plancher terrasse	
Plancher	$0,450.18,42 = 8,289\text{t}$
Poutres longitudinales	2,21t
Poutres transversales	0,81t
Surcharges	$0,150.18,42 = 2,763\text{t}$
G	11,309t
Q	2,763t

- Plancher rez-de-chaussée :

$$G = 450 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 500/\text{m}^2$$

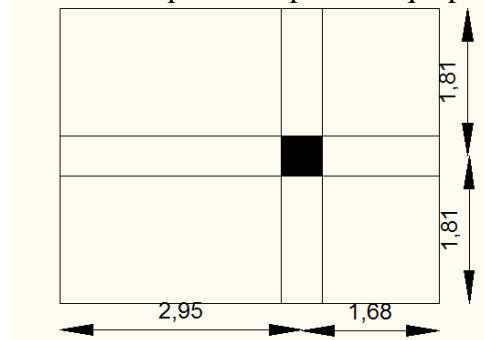


Figure III.5 La section afférente

Tableau III.8 Charges et surcharges supportées par la section afférente au rez-de-chaussée :

Plancher terrasse	
Plancher	$0,450.18,42 = 8,289t$
Poutres longitudinales	2,21t
Poutres transversales	0,81t
Surcharges	$0,500.18,42 = 9,21t$
G	11,309t
Q	9,21t

D'après BAEL91, la surface réduite du poteau est : $B_r = (1,35.β.N_U)/(0,009.f_e + 0,85.f_{c28})$

Le RPA99 préconise pour une zone de sismicité moyenne (zone IIa) un rapport $A_s/B_r = 0,8\%$

Sachant que $f_{c28} = 25MPa$, $f_e = 400MPa$, et en fixant le coefficient d'élanement mécanique $λ$ à 35 et en supposant une section carrée du poteau, on obtient:

$$λ=35 \rightarrow \beta=1,2 \rightarrow B_r = (1,35.1,2.N_U)/(0,008.f_e + 0,85.f_{c28})$$

D'où l'on déduit la condition sur la dimension du coté de la section suivante:

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02$$

pour tenir compte du séisme, on majore la section trouvée de 20% : $1,2 \times a$

$$B_r = 6,614N_U$$

Vérification des conditions RPA99 :

1)- vérification des dimensions :

$$- \text{Min} (b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm} \quad (\text{zone IIa})$$

$$- 1/4 < b_1/h_1 < 4$$

Dans le cas étudié :

On a des poteaux carrés ($b_1/h_1=1$)

$$\text{Min} (30 ; 30) \geq 25$$

Les deux conditions sont vérifiées.

2)-vérification de l'effort normal :

L'article (7.4.3.1) du RPA99 outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = N_d/B_c.f_{c28} \leq 0,3 \rightarrow B_c > N_d/0,3.f_{c28} = N_d/7,5$$

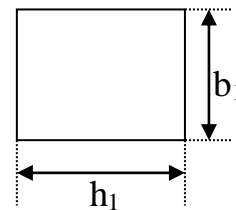


Figure III.6 Les dimensions du poteau

Tableau III.9 Calcul des sections des poteaux :

Niv	G(t)	N _{G(t)}	Q(t)	N _{Q(t)}	N _{u(t)}	N _{u(β=1,1)}	B _{r(cm²)}	√B _{r(cm)}	a(cm)	(a'=a*1.2)	B(cm²)
9	15,22	15,22	1.84	01,84	23,31	25,64	169,58	13,02	15,02	18,02	30x30
8	11,31	26,53	2.76	04,60	42,72	46,99	310,79	17,63	19,63	23,56	30x30
7	11,31	37,84	2.76	07,36	62,12	68,33	451,93	21,26	23,26	27,91	35x35
6	11,31	49,15	2.76	10,12	81,53	89,68	593,14	24,35	26,35	31,62	40x40
5	11,31	60,46	2.76	12,88	100,94	111,03	734,35	27,10	29,10	34,92	40x40
4	11,31	71,77	2.76	15,64	120,35	132,39	875,63	29,59	31,59	37,91	45x45
3	11,31	83,07	2.76	18,40	139,74	153,71	1016,64	31,88	33,88	40,66	45x45
2	11,31	94,38	2.76	21,16	159,15	175,07	1157,91	34,03	36,03	43,24	50x50
1	11,31	105,69	2.76	23,92	178,56	196,42	1299,12	36,04	38,04	45,65	50x50
RDC	11,31	117	9,21	33,13	207,65	228,41	1510,70	38,87	40,87	49,04	55x55

Et selon le calcul effectué, cette condition est vérifiée.

III.5 Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré-dimensionnement. Seuls les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale des voiles est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

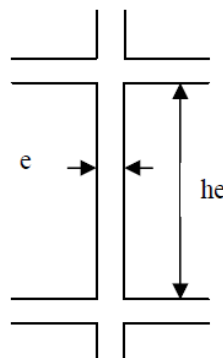


Figure III.7 La hauteur libre

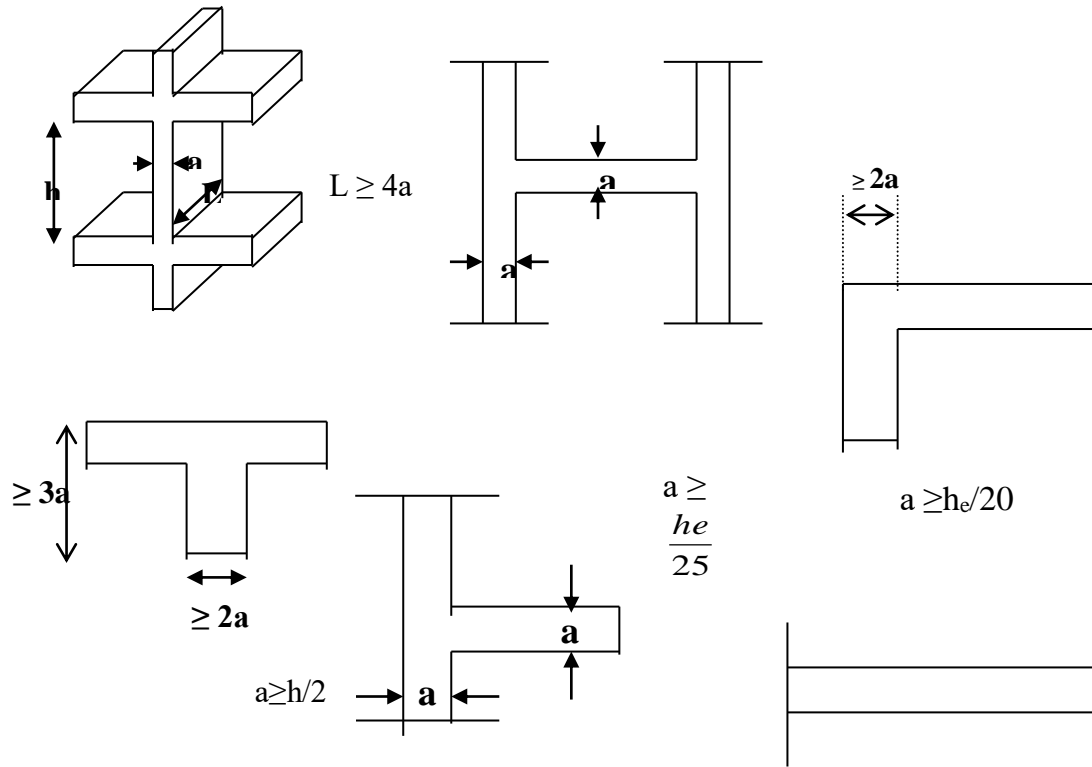


Figure III.8 Pré-dimensionnement selon les types de voiles

$$e \geq h_e/25 \rightarrow e \geq (408-20)/25 \rightarrow e \geq 15,52\text{cm}$$

$$e \geq h_e/20 \rightarrow e \geq (408-20)/20 \rightarrow e \geq 19,4\text{cm}$$

On prend des voiles de $e = 20\text{cm}$.

III.6 Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

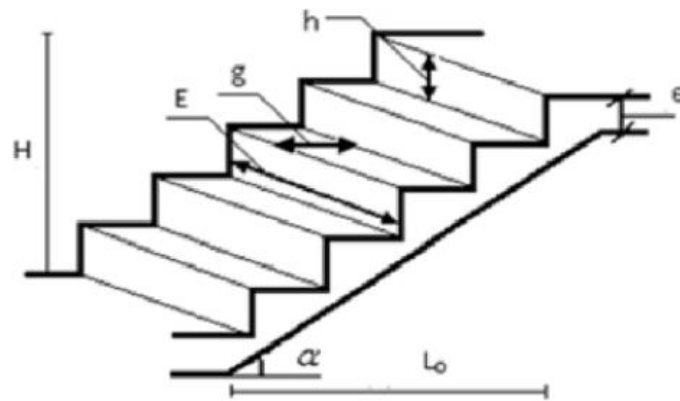


Figure III.9 Schéma d'un escalier

Avec :

e : épaisseur de la paillasse

h : hauteur de la contre marche

g : giron

E : emmarchement

H : hauteur de l'escalier

α : la pente de la paillasse

L_0 : longueur de la volée

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$ avec :

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

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

- Etage courant :

Hauteur d'étage : $h_e = 3,06\text{ m}$ / Giron : $g = 30\text{cm}$

On a : $14,5 < h < 18$

Pour $h = 17\text{cm}$ on aura 4 marches pour la première et la dernière volée et 10 marches pour la volée intermédiaire.

La longueur de la ligne de foulée sera : $l = g(n - 1) = 30 \times 17 = 510\text{ cm} = 5,1\text{ m}$

L'inclinaison de la paillasse pour la première et la dernière volée : $\text{tg}\alpha = 0,68 / 0,9$

$$\alpha = 36,87^\circ.$$

L'inclinaison de la paillasse pour la volée intermédiaire : $\text{tg}\alpha = 1,7 / 2,7$

$$\alpha = 32,17^\circ.$$

La longueur de la paillasse pour la première volée et la dernière est : $L = 0,68 / \sin\alpha = 1,13\text{ m}$

La longueur de la paillese pour le volée intermédiaire est : $L = 1,7/\sin\alpha = 3,19 \text{ m}$

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20$ $10,63 < e < 15,95$

On prend une épaisseur de : $e = 16\text{cm}$

- Rez-de-chaussée :

Pour le rez-de-chaussée l'hauteur d'étage est de 4,08 m, On a 4 volées, La première volée est de 1,02m la deuxième et la quatrième est de 0,68m et la troisième est de 1,7m.

Hauteur d'étage : $h_e = 1,02 \text{ m}$ / Giron : $g = 30\text{cm}$

Pour $h = 17\text{cm}$ on aura 6 marches.

La longueur de la ligne de foulée sera : $l = g(n-1) = 30 \times 5 = 150\text{cm}$.

L'inclinaison de la paillese : $\text{tg}\alpha = 1,02/1,5 \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ$

La longueur de la paillese est : $L = 1,02/\sin\alpha = 1,81 \text{ m}$

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20$ $6,03 < e < 9,05$

On prend une épaisseur de : $e = 16\text{cm}$

Pour la deuxième, troisième et quatrième volées elles seront pareilles que celles de l'étage courant.

- Charges et surcharges des escaliers :

Etage courant :

a. Paliers :

Tableau III.10 Charges et surcharges supportées par le palier à l'étage courant :

	ρ	e	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Poids propre du palier	2500	0,16	400
Enduit en plâtre	1000	0,02	20

$G =$	540	(kg/m^2)
$Q =$	250	(kg/m^2)

b. Volée (paillasse) :

Tableau III.11 Charges et surcharges supportées par la paillasse à l'étage courant :

	ρ	e	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	$0,16/\cos\alpha$	500
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Garde corps	/	/	15

G =	806	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

RDC :

a. Paliers :

Tableau III.12 Charges et surcharges supportées par le palier au rez-de-chaussée :

	ρ	e	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Poids propre du palier	2500	0,16	400
Enduit en plâtre	1000	0,02	20

G =	540	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

b. Volée (paillasse) :

Tableau III.13 Charges et surcharges supportées par la paillasse au rez-de-chaussée :

	ρ	e	G
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	$0,16/\cos\alpha$	472,55
Enduit en plâtre	1000	0,02	20

Garde corps	/	/	15
-------------	---	---	----

G =	778,55	(kg/m ²)
Q =	250	(kg/m ²)

III.7 Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulés sur place en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Les poutrelles se calculent comme une section en T.

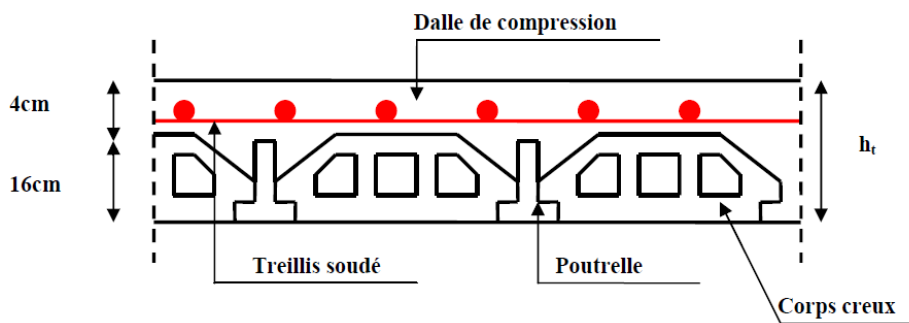


Figure III.10 Coupe transversale du plancher

Disposition des poutrelles :

Les poutrelles sont disposés perpendiculairement au sens porteur et espacés de 60cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

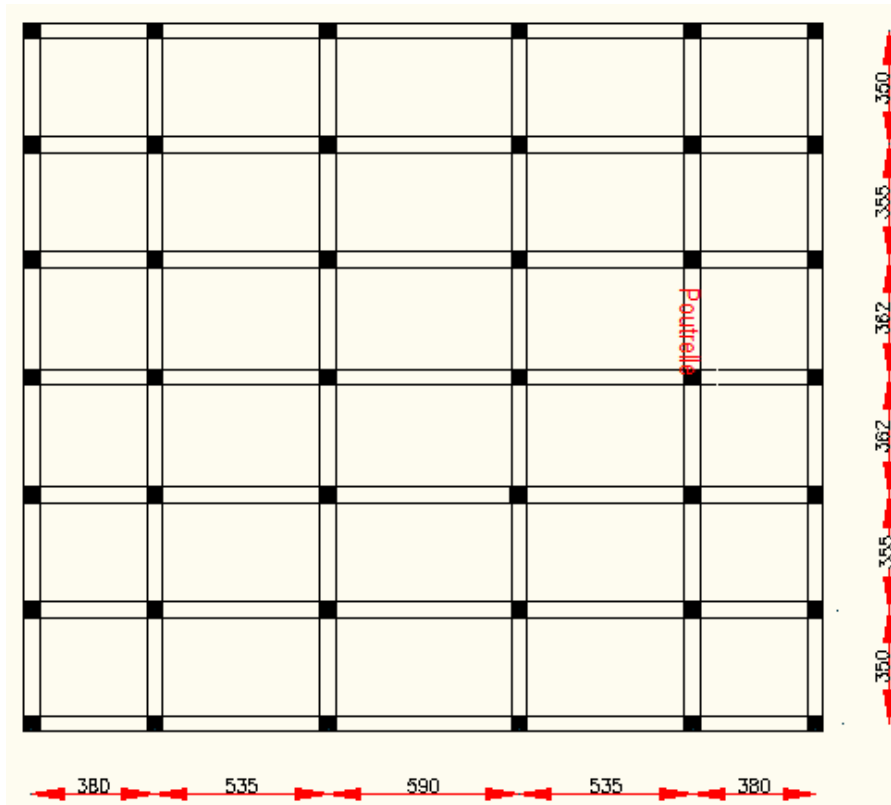


Figure III.11 Disposition des poutrelles

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par : $(b-b_0)/2 \leq \min(L_x/2 ; L_y/10)$

Avec : $b_0 = 12\text{cm}$

L_x : distance entre nus de poutrelles.

L_y : distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$(b-12)/2 \leq \min(50/2 ; 362/10) \rightarrow (b-12)/2 \leq 25$$

Après calcul on trouve :

$$h_t = 20\text{cm} ;$$

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

$$b = 60\text{cm} ;$$

$$b_0 = 12\text{cm} ;$$

$$b_1 = 24\text{cm}.$$

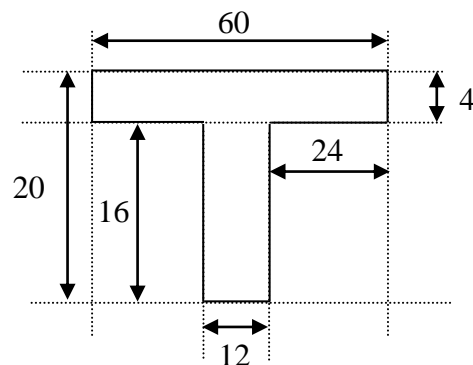


Figure III.12 Schéma de la poutrelle

IV.1 Introduction :

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction, leurs rôles essentiels sont :

- *Plate forme porteuse pour l'étage considéré (résistance aux charges permanentes et sous charges mobiles, circulation : possible entre étage par trémies pour l'escalier et pour ascenseur) ;
- *Toit pour l'étage sous-jacent, support des plafonds, l'adhérant et le suspendus.
- *Ecran permettant le confort de l'habitant (acoustique et thermique).
- *Elément de stabilité par chaînage.

Dans le projet étudié, on a utilisé deux types de planchers :

- *plancher dalle pleine au niveau de la cage d'ascenseur et des balcons.
- *plancher à corps creux pour tous les étages, avec un plancher terrasse comportant une étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Dans le projet étudié, on a utilisé un plancher à corps creux, avec un plancher terrasse qui aura une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

Il est composé de :

- *Corps creux en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles ;
- *Dalle de compression, une dalle de faible épaisseur 4 à 6 cm, en béton armé de quadrillage de treillis soudé ;
- *Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliée par des étriers.

IV.2 Etude des planchers :

Dans la structure étudiée, les planchers sont à corps creux, de dimensions (16 + 4 = 20 cm).

IV.2.a Etude des poutrelles :

Type des poutrelles :

Type 1 :

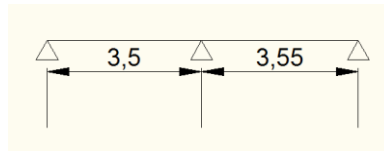


Figure IV.1 Schéma statique des poutrelles type 1

Type 2 :

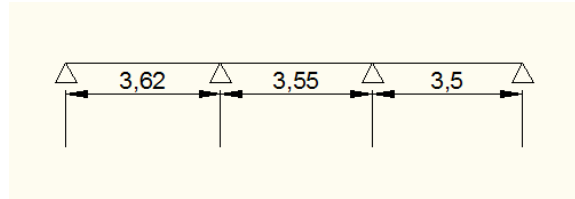


Figure IV.2 Schéma statique des poutrelles type 2

Type 3 :

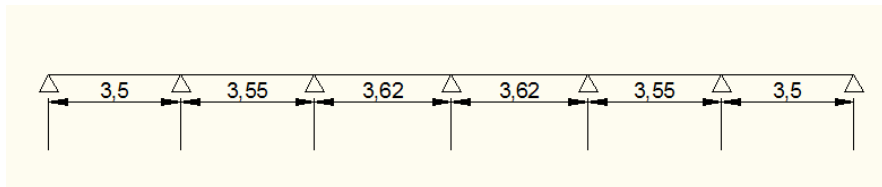


Figure IV.3 Schéma statique des poutrelles type 3

D'après le BAEL91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

Dans cette étude, on a opté pour l'application de la méthode de Caquot minorée.

La méthode de Caquot :

$$M_a = k((G_w \cdot l_w^3 + G_e \cdot l_e^3)/(8,5(l'_w + l'_e))) + ((P_w \cdot l_w^3 + P_e \cdot l_e^3)/(8,5(l'_w + l'_e)))$$

Avec :

$$k = 2/3 = 0,6666$$

$l = l$ (pour les travées de rives)

$l' = 0,8l$ (pour les travées de intermédiaire)

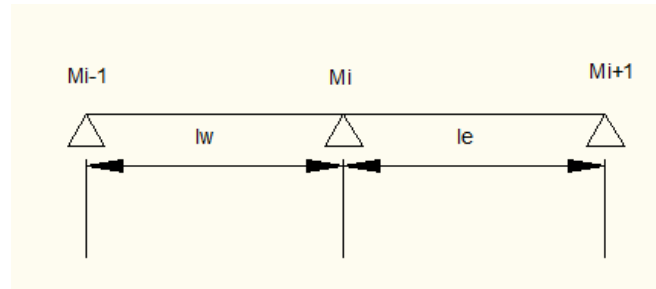


Figure IV.4 Schéma représentatif pour le calcul des moments en travée

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

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

Calcul des sollicitations :

L'ELU :

Tableau IV.1 Charges supportées par les poutrelles :

Niveau du plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	ELU(KN/m) qu=(1,35G+1,5Q)b	ELS(KN/m) qu=(G+Q)b
Etages courants	4,50	1,50	0,60	5,00	3,60
Terrasse inaccessible	6,63	1,00	0,60	6,27	4,58

Exemple de calcul :

Type 1 :

a.1 Plancher étage courant : calcul des charges par mètre linéaire :

Partie AB :

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 7,66\text{KN.m}$$

Partie BC :

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 7,88\text{KN.m}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{Aa} = -1,158\text{KN.m}$$

$$M_{Ba} = -5,53\text{KN.m}$$

$$M_{Ca} = -1,19\text{KN.m}$$

Les moments en travée :

$$X1 = 1,5\text{m}$$

$$M_{t1} = 4,47\text{KN.m}$$

$$X2 = 2,02\text{m}$$

$$M_{t2} = 4,67$$

Calcul de l'effort tranchant T :

$$T_w = T_0 + ((M_w - M_e)/L)$$

$$T_e = -T_0 + ((M_w - M_e)/L)$$

$$T_0 = (ql/2)$$

Travée AB :

$$T_w = 7,5\text{KN}$$

$$T_e = -10\text{KN}$$

Travée BC :

$$T_w = 10,098\text{KN}$$

$$T_e = -7,65\text{KN}$$

a.2 Plancher terrasse : calcul des charges par mètre linéaire :

Partie AB :

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 9,6\text{KN.m}$$

Partie BC :

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 9,88\text{KN.m}$$

Les moments sur appuis sont :

$$M_{Aa} = -1,372\text{KN.m}$$

$$M_{Ba} = -6,55\text{KN.m}$$

$$M_{Ca} = -1,412\text{KN.m}$$

Les moments en travée :

$$X1 = 1,51\text{m}$$

$$M_{l1} = 5,81\text{KN.m}$$

$$X2 = 2,01\text{m}$$

$$M_{l2} = 6,06\text{KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = T_0 + ((M_w - M_e)/L)$$

$$T_e = -T_0 + ((M_w - M_e)/L)$$

$$T_0 = (ql/2)$$

Travée AB :

$$T_w = 9,49\text{KN}$$

$$T_e = -12,45\text{KN}$$

Travée BC :

$$T_w = 16,27\text{KN}$$

$$T_e = -9,68\text{KN}$$

Tableau IV.2 Les moments appliqués aux poutrelles :

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Terrasse	1	6,06	4,45	6,55	4,75	16,27	9,18
	2	6,78	4,97	5,74	4,16	12,53	9,15
	3	6,30	4,61	5,47	3,97	12,15	8,86
Etage courant	1	4,67	3,22	5,53	3,95	10,10	7,18
	2	4,10	4,16	7,56	5,44	10,80	7,77
	3	4,87	3,37	4,61	3,30	9,74	6,93

Calcul du ferrailage :

ELU :

M_t : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

*Si $M_t < M_{\max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

*Si $M_t > M_{\max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - (h_0/2))$$

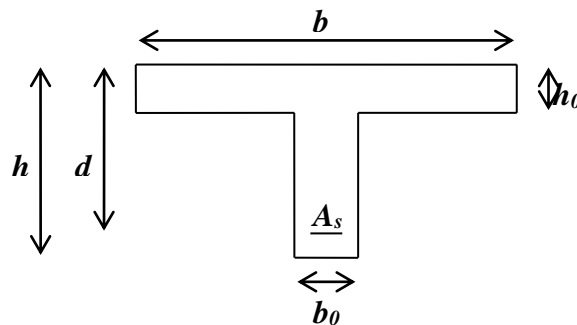


Figure IV.5 Schéma représentatif des dimensions de la poutrelle

$$\sigma_{bc} = 14,20\text{MPa} ; b = 60\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; d = 0,9h = 18\text{cm}$$

$$M_t = 54528\text{N.m} > 6780\text{N.m}$$

La zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(bxh) = (60 \times 20)\text{cm}^2$

Tableau IV.3 Ferrailage des poutrelles :

Sens	Appuis	Travée
M(KN.m ²)	7,56	6,78
d=0,9h(cm)	14,4	14,4
$\mu_{bu}=M/\sigma_b \cdot b \cdot d^2$	0,025	0,023
$\mu_L=0,8 \cdot \alpha_i(1-0,4\alpha_i)$	0,391	0,391
$\alpha=1,25(1-\sqrt{(1-2 \cdot \mu)})$	0,0316	0,0291
$\beta=1-(0,4 \cdot \alpha)$	0,987	0,988
A _{cal} (cm ²)	1,53	1,37
A _{adp} (cm ²)	2HA12=2,26	3HA12=3,39

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot x (f_{t28}/f_c) = 0,23 \cdot 60 \cdot 14,4 \cdot x (2,1/400) = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot x (f_{t28}/f_c) = 0,23 \cdot 12 \cdot 14,4 \cdot x (2,1/400) = 0,21 \text{ cm}^2$$

Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable au niveau des étages courants et préjudiciable au niveau du plancher terrasse, donc il y a vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{(\eta \cdot f_{t28})}) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} / 100 \cdot \bar{\sigma}'_s = 0,25 \text{ cm}^2 < A_{\text{adp}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-section rectangulaire

-flexion simple $\rightarrow \alpha \leq ((\gamma - 1)/2) + (f_{c28}/100)$

-acier FeE400

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec : } \gamma = M_u / M_{\text{ser}}$$

En travée :

$$\gamma = 6780 / 4970 = 1,36$$

$$\alpha = 0,0303 < ((1,36 - 1)/2) + (25/100)$$

$$\alpha = 0,0303 < 0,43 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appui :

$$\gamma = 7560 / 5440 = 1,39$$

$$\alpha = 0,183 < ((1,39 - 1)/2) + (25/100)$$

$$\alpha = 0,183 < 0,445 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = (V_u/b.d) \leq \tau_{adm} = 0,2.(f_{c28}/\gamma_b) = 3,33\text{MPa}$

$$V_u = V_{\max}/(b_0.d) = 0,75\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,75 < 1,25\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi_L ; b_0/10)$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min(0,571 ; 1,2 ; 1,2)$$

On prend $\phi = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE215

$$\text{Choix : } 2\text{HA}8 \rightarrow A_t = 1,01\text{cm}^2$$

Ancrage des barres :

Pour assurer un ancrage correct et empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_{su} = 0,6.\Psi^2.f_{cj}$$

$$1 \dots\dots\dots \text{RL}$$

$$1,5 \dots\dots\dots \text{HA}$$

$$\tau_{su} = 0,6.1,5^2.1,8 = 2,43\text{MPa}$$

Longueur de scellement droit :

C'est la largeur pour assurer un ancrage droit :

$$L_s = \phi.(f_c/4.\tau_{su}) = 1.(400/4.2,43) = 41,15\text{cm}$$

Ancrage des armatures :

Rayon de courbe minimal :

$$r = 5,5\phi \text{ pour la barre a haute adhérence feE400}$$

$$L_1 = 35 - (\phi/2) - c - r$$

$$L_1 = 35 - 0,5 - 3 - 5,5 = 26\text{cm}$$

$$L_1 + 2,56L_3 > L_s - 3,92.5,5$$

$$L_3 = (41,15 - 3,82.5,5 - 26)/2,56 = 2,28$$

On prend :

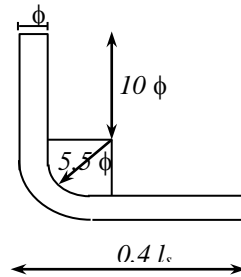


Figure IV.6 Schéma représentatif du rayon de courbe minimale

Calcul de l'espacement des armatures transversales

D'après le BAEL91 :

$$A_t/b_0 \cdot \delta_{t1} \geq (\tau_u - 0,3f_{t28}) / (0,9 \cdot (f_e/\gamma_s) \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha))$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq (A_t \cdot 0,9f_e) / (b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{t28})) \rightarrow \delta_{t1} \leq 66 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow \delta_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq (A_t \cdot f_e) / (b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4) \rightarrow \delta_{t3} \leq (0,57 \cdot 215) / (12 \cdot 0,4) \rightarrow \delta_{t3} \leq 25,53 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) \rightarrow \delta_t \leq \min((16,2) ; (25,53) ; (66))$$

On prend : $\delta_t = 16,2 \text{ cm}$

Vérification de la flèche :

D'après les règles du BAEL91 et du CBA93, il est montré qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

a) $h/L > (M_{t \text{ service}} / (20 \cdot M_{a \text{ service}}))$

b) $A/b_0 \cdot d \leq 4,2/f_e$

Avec :

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

h : la hauteur totale de la section droite.

d : la hauteur utile de la section droite.

b_0 : la largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: le moment en travée maximal à l'ELS.

$M_{a \text{ service}}$: le moment en appui maximal à l'ELS.

A : la section des armatures tendue.

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

a. $h/L=20/362=0,055 > (1/20).(4,97/5,44) = 0,045 \rightarrow$ Condition vérifiée

b. $A/(b_0.d)=2,26/(12 \times 18)=0,0104 < 0,0110 \rightarrow$ Condition vérifiée

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

G : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a :

$$G = 450 \text{Kg/m}^2 ; P = 450 + 150 = 600 \text{Kg/m}^2 ; J = 450 - 75 = 375 \text{Kg/m}^2$$

Pour $b=0,60\text{m}$ on aura :

$$G = 2700 \text{N/ml} ; P = 3600 \text{N/ml} ; J = 2250 \text{N/ml}$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho = A/(b_0.d) = 2,26/(12.18) = 0,0104$$

D'après le BAEL99 :

$$\rho_1 = \rho.100 = 1,04$$

$$\beta_1 = 0,837$$

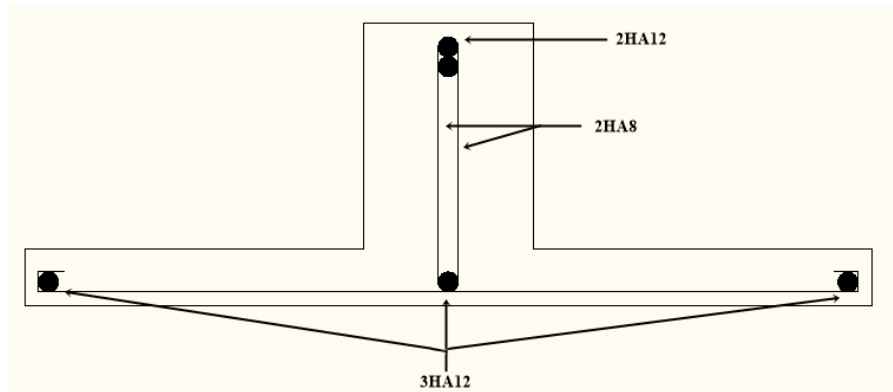


Figure IV.7 Dessin de ferrailage de la solive

IV.2.b Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression sera armée par des treillis soudés continus ; totalement ancrés dans les appuis de rive.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = 4.b/f_e = 4.60/235 = 1,02 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

On opte pour : 4HA8/ml

Espacement des armatures :

$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0,51\text{cm}^2/\text{ml}$.

On opte pour : 4HA8/ml

Espacement des armatures :

$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

On prend un treillis soudé de $\phi 8(200 \times 200)$

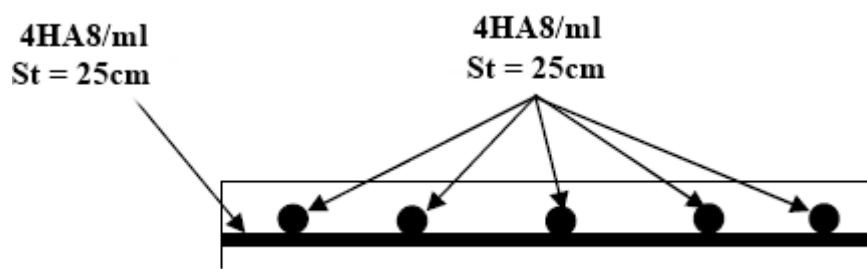


Figure IV.8 Dessin de ferrailage de la dalle de compression

V.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, et dont l'étude est indépendante de l'action sismique.

V.2 Etude des balcons :

V.2.a Etude du balcon type 1

Dalle appuyée sur trois cotés :

$$l_x = 1,78\text{m}$$

$$l_y = 3,62\text{m}$$

$\rho = 1,78/3,62 = 0,49 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$$l_y > l_x/2 = 0,89\text{m} \rightarrow M_x = ((qu.lx^2)/8).(ly-(lx/2)) + ((qu.lx^3)/48)$$

$$\rightarrow M_y = ((qu.lx^3)/24)$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$G = 5,4\text{KN/m}^2 ; Q = 3,5\text{KN/m}^2$$

$$qu = (1,35.G) + (1,5.Q) = 12,54\text{KN/ml}$$

$$M_x = 15,03\text{KN.m}$$

$$M_y = 2,95\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0,85.M_x = 12,78\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85.M_y = 2,51\text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = 0,3.M_y = 1,48\text{KN.m}$$

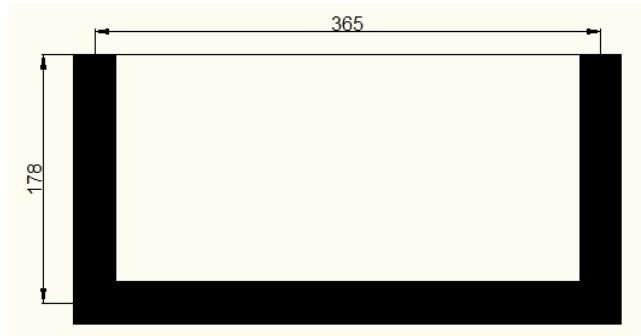


Figure V.1 Balcon type 1

Tableau V.1 Ferrailage du balcon type 1 :

	Appuis		Travée	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M(KN.m ²)	1,48	1,48	12,78	2,51
d=0,9h(cm)	14,4	14,4	14,4	14,4
$\mu_{bu} = M/\sigma_b.b.d^2$	0,005	0,005	0,043	0,008
$\mu_L = 0,8.\alpha_l(1-0,4\alpha_l)$	0,391	0,391	0,391	0,391
$\alpha = 1,25(1-\sqrt{(1-2.\mu)})$	0,0062	0,0062	0,0549	0,0100
$\beta = 1-(0,4.\alpha)$	0,997	0,997	0,978	0,996
A _{cal} (cm ² /ml)	0,30	0,30	2,26	0,51
A _{adp} (cm ² /ml)	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_x \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $St_y \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Les armatures de répartition :

$A_r = A_{\max}/4 = 0,78\text{cm}^2$ donc on opte pour $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

Espacement des armatures :

$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 25\text{cm}$

Condition de non fragilité :

$e \geq 12\text{cm}$ et $\rho > 0,4 \rightarrow A_{x\min} = \rho_0 \cdot ((3-\rho)/2) \cdot b \cdot e = 1,51\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

$\rightarrow A_{y\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 1,2\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = (V_u/b \cdot d) \leq \tau_{\text{adm}} = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$\rho > 0,4 \rightarrow V_u = ((q_u \cdot l_y)/2) \cdot (1/(1+(\rho/2))) = 18,23\text{MPa}$

$\tau_u = 0,013 < 1,25\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

ELS :

Etat limite de compression du béton :

$P = G + Q = 8,9\text{KN/ml}$

$M_{x\text{ser}} = 10,65\text{KN.m}$; $M_{tx\text{ser}} = 9,05\text{KN.m}$; $M_{ax\text{ser}} = 5,32\text{KN.m}$

$M_{y\text{ser}} = 2,09\text{KN.m}$; $M_{ty\text{ser}} = 1,78\text{KN.m}$; $M_{ay\text{ser}} = 1,045\text{KN.m}$

Sens x-x :

$A_x = 2,1\text{cm}^2$; $y = 2,80\text{cm}$; $I = 5293,31\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = (M_{\text{ser}}/I) \cdot y = 0,0056\text{MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Sens y-y :

$A_y = 0,42\text{cm}^2$; $y = 1,41\text{cm}$; $I = 1384,30\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = (M_{\text{ser}}/I) \cdot y = 0,011\text{MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures :

$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{(\eta \cdot f_{t28})}) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63\text{MPa}$

$A_{\text{ser}} = M_{\text{ser}}/100 \cdot \bar{\sigma}'_s = 0,58\text{cm}^2 < A_{\text{adp}} \rightarrow$ Condition vérifiée

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes :

Sens y-y :

1) $h/l = 0,044 > \max(3/80 ; M_t/20 \cdot M_0) = 0,042 \rightarrow$ Condition vérifiée

2) $A/b \cdot d = 0,0014 \leq 4,2/f_e = 0,0110 \rightarrow$ Condition vérifiée

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

Sens x-x :

$$1) h/l = 0,089 > \max(3/80 ; M_t/20.M_0) = 0,042 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) A/b.d = 0,0014 \leq 4,2/f_e = 0,0110 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

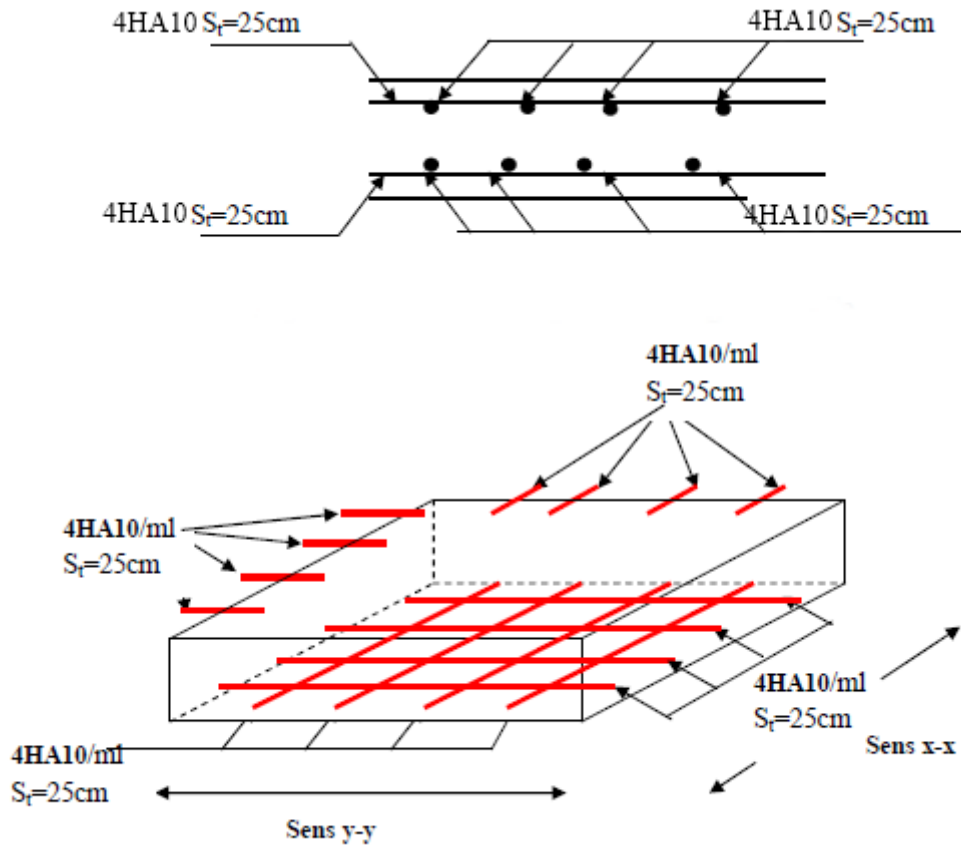


Figure V.2 Dessin de ferrailage de la dalle du balcon type 1

V.2.b Etude du balcon type 2 :

Dalle appuyée sur deux cotés adjacents :

$$l_x = 1,15\text{m} ; l_y = 1,32\text{m}$$

$$\rho = l_x/l_y = 0,87 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$l_y > l_x/2 = 0,57\text{m} \rightarrow M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$\rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$G = 5,4\text{KN/m}^2 ; Q = 3,5\text{KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35.G) + (1,5.Q) = 12,54\text{KN/ml}$$

$$M_x = 0,67\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,5\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0,85.M_x = 0,57\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85.M_y = 0,43\text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = 0,3.M_x = 0,25\text{KN.m}$$

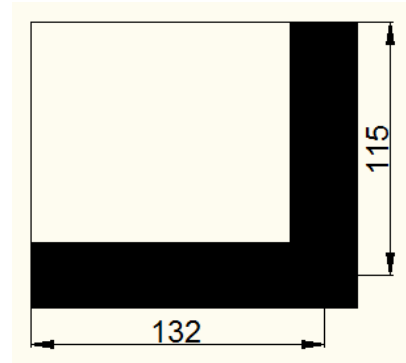


Figure V.3 Balcon type 2

Tableau V.2 Ferrailage du balcon type 2 :

	Appuis		Travée	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M(KN.m ²)	0,25	0,25	0,57	0,43
d=0,9h(cm)	14,4	14,4	14,4	14,4
$\mu_{bu} = M / \sigma_b \cdot b \cdot d^2$	0,0008	0,0008	0,0020	0,0015
$\mu_L = 0,8 \cdot \alpha_l (1 - 0,4\alpha_l)$	0,391	0,391	0,391	0,391
$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$	0,0100	0,0100	0,0025	0,0018
$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha)$	0,996	0,996	0,999	0,999
$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	0,05	0,05	0,11	0,09
$A_{adp} (\text{cm}^2/\text{ml})$	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_{tx} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_{tx} = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $S_{ty} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $S_{ty} = 25\text{cm}$.

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{max} / 4 = 0,78\text{cm}^2 \text{ donc on opte pour } 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0,4 \rightarrow A_{xmin} = \rho_0 \cdot ((3-\rho)/2) \cdot b \cdot e = 1,28\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\rightarrow A_{ymin} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 1,2\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = (V_u/b.d) \leq \tau_{adm} = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$\rho > 0,4 \rightarrow V_u = ((q_u.l_y)/2).(1/(1+(\rho/2))) = 5,77\text{MPa}$

$\tau_u = 0,004 < 1,25\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

ELS :

Etat limite de compression du béton :

$P = G + Q = 8,9\text{KN/ml}$

$M_{xser} = 0,48\text{KN.m}$; $M_{txser} = 0,4\text{KN.m}$; $M_{axser} = 0,24\text{KN.m}$

$M_{yser} = 0,36\text{KN.m}$; $M_{tyser} = 0,3\text{KN.m}$; $M_{ayser} = 0,18\text{KN.m}$

Sens x-x :

$A_x = 0,1\text{cm}^2$; $y = 0,672\text{cm}$; $I = 16289,10\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y = 0,00002\text{MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Sens y-y :

$A_y = 0,07\text{cm}^2$; $y = 0,609\text{cm}$; $I = 264,29\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y = 0,0011\text{MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures :

$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{(\eta.f_{t28})}) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63\text{MPa}$

$A_{ser} = M_{ser}/100.\bar{\sigma}'_s = 0,02\text{cm}^2 < A_{adp} \rightarrow$ Condition vérifiée

Etat limite de déformation :

Sens y-y :

On doit vérifier les conditions suivantes :

1) $h/l = 0,121 > \max(3/80 ; M_t/20.M_0) = 0,043 \rightarrow$ Condition vérifiée

2) $A/b.d = 0,00005 \leq 4,2/f_e = 0,0110 \rightarrow$ Condition vérifiée

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

Sens x-x :

1) $h/l = 0,139 > \max(3/80 ; M_t/20.M_0) = 0,042 \rightarrow$ Condition vérifiée

2) $A/b.d = 0,00007 \leq 4,2/f_e = 0,0110 \rightarrow$ Condition vérifiée

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

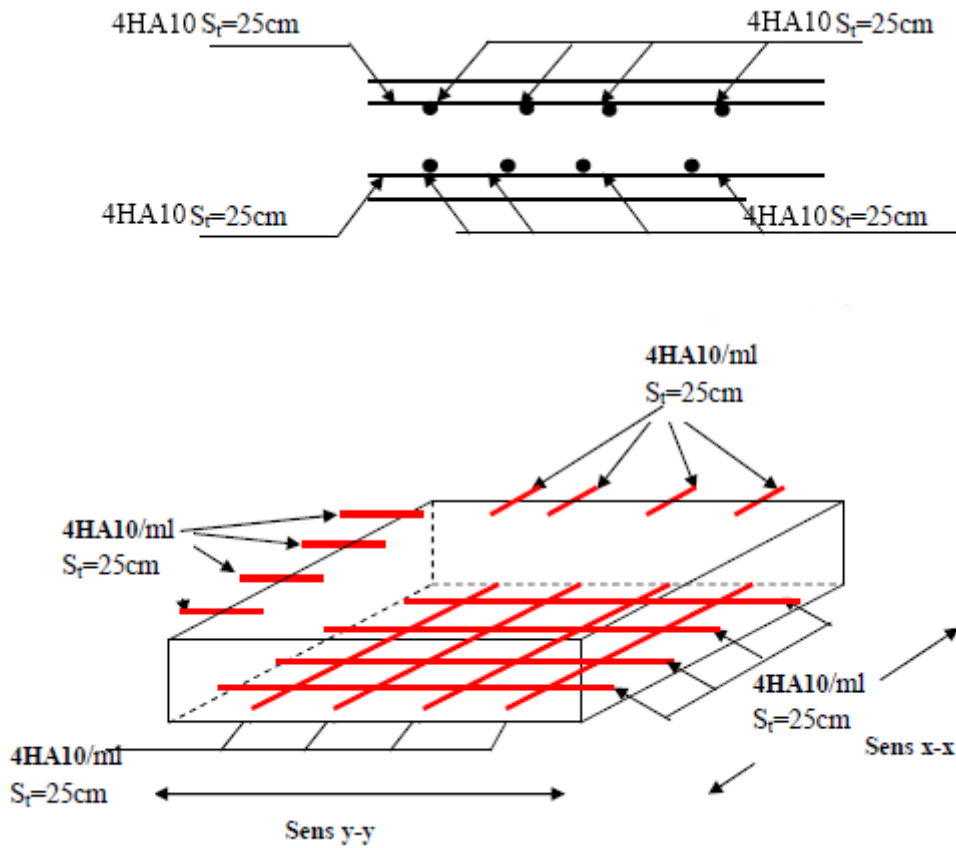


Figure V.4 Dessin de ferrailage de la dalle du balcon type 2

V.2.c Etude du balcon type 3 :

Dalle appuyée sur un coté :

$$l_x = 1,40\text{m} ; l_y = 3,57\text{m}$$

$$l_x = 1,15\text{m} ; l_y = 1,32\text{m}$$

$\rho = l_x/l_y = 0,39 < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$l_y > l_x/2 = 0,7\text{m} \rightarrow M_x = -q_u \cdot l^2/2$$

Calcul des sollicitations

ELU :

$$G = 1,35 \cdot G + 1,5Q = 12,54\text{KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot l^2/2 = -79,91\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_u = -67,92\text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = 0,3 \cdot M_u = 23,97\text{KN.m}$$

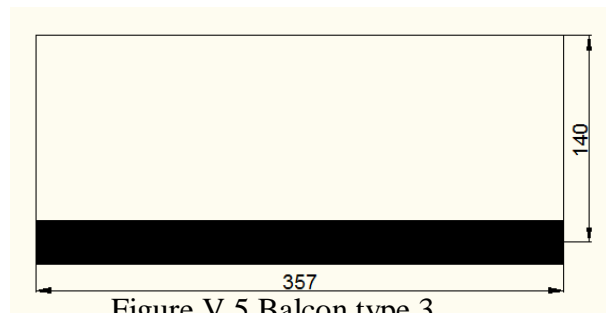


Figure V.5 Balcon type 3

Tableau V.3 Ferrailage du balcon type 3 :

	Appuis	Travée
M(KN.m ²)	23,97	67,92
d=0,9h(cm)	14,4	14,4
$\mu_{bu}=M/\sigma_b.b.d^2$	0,081	0,230
$\mu_L=0,8.\alpha_l(1-0,4\alpha_l)$	0,391	0,391
$\alpha=1,25(1-\sqrt{(1-2.\mu)})$	0,105	0,331
$\beta=1-(0,4.\alpha)$	0,958	0,867
$A_{cal}(cm^2/ml)$	0,05	0,05
$A_{adp}(cm^2/ml)$	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = 33cm ; \text{ on adopte } S_t = 25cm$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{max}/4 = 0,78cm^2 \text{ donc on opte pour } 4HA8 = 2,01cm^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = 33cm ; \text{ on adopte } S_t = 25cm$$

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho < 0,4 \rightarrow A_{min} = 0,23.b.d.(f_{t28}/f_e) = 1,74cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = (V_u/b.d) \leq \tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5MPa) = 3,33MPa$$

$$\rho < 0,4 \rightarrow V_u = q_u.l = 44,76MPa$$

$$\tau_u = 1,25MPa < 3,33MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

Etat limite de compression du béton :

$$q_s = G + Q = 8,9KN/ml$$

$$M_{ser} = -q_s.l^2/2 = -56,71KN.m ; M_{tser} = 48,20KN.m ; M_{aser} = 17,01KN.m$$

$$A_x = 13,98cm^2/ml ; y = 0,457cm ; I = 148,98cm^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y = 0,17MPa < 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{(\eta.f_{t28})}) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63MPa$$

$$A_{ser} = M_{ser}/100.\bar{\sigma}'_s = 0,69cm^2 < A_{adp} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes :

1) $h/l = 0,139 > \max(3/80 ; M_1/20.M_0) = 0,042 \rightarrow$ Condition vérifiée

2) $A/b.d = 0,0097 \leq 4,2/f_e = 0,0110 \rightarrow$ Condition vérifiée

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

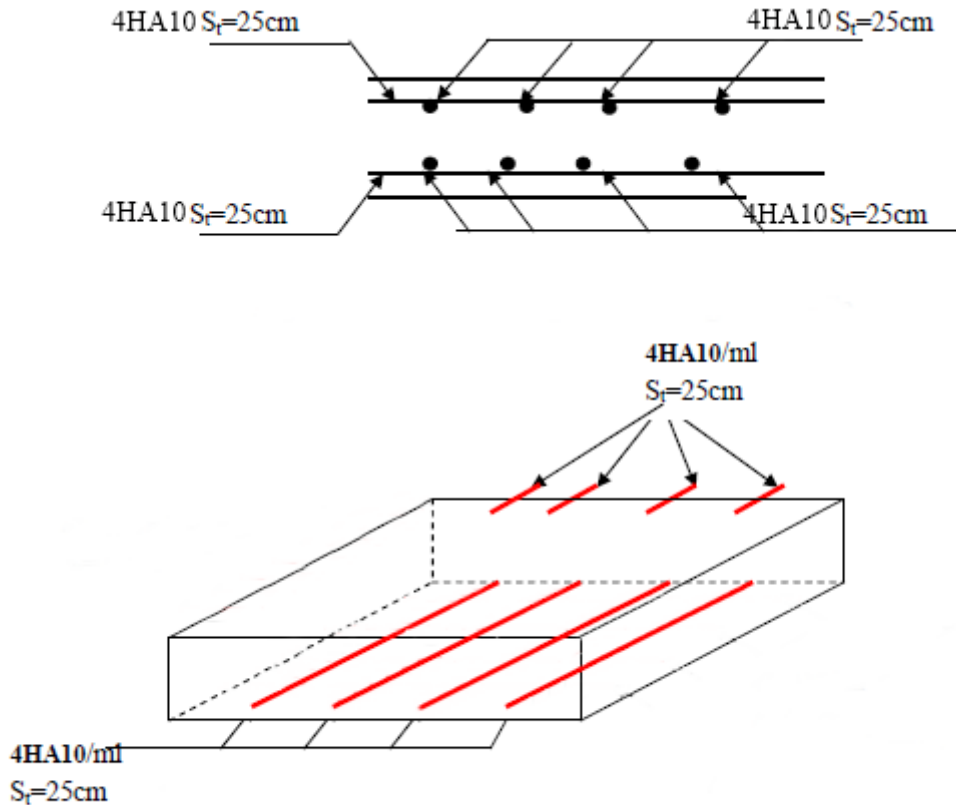


Figure V.6 Dessin du ferrailage de la dalle du balcon type 3

V.3 Etude de l'ascenseur :

C'est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel. On prendra l'épaisseur de la dalle de la cage d'ascenseur $e = 20\text{cm}$ vu les charges importantes qu'elle supporte.

Calcul des Sollicitations :

L : longueur de l'ascenseur = 145cm

l : largeur de l'ascenseur = 120cm

H : hauteur de l'ascenseur = 220cm

F_c : charge due à la cuvette = 145KN

P_m : charge due à l'ascenseur = 15KN

D_m : charge due à la salle des machines = 51KN

La charge nominale est de 450kg

La vitesse = 1,6m/s

Donc $g = P_m + D_m + P_{personnes} = 70,5KN$

Etude de l'ascenseur :

$S = L_x \cdot L_y = 1,74m^2$

$G_1 = 8,33KN/m^2$

$G_2 = F_c/S = 83,33KN/m^2$

$G = G_1 + G_2 = 91,66KN/m^2$

$Q = 1KN/m^2$

a. Cas d'une charge uniformément répartie :

Calcul des sollicitations :

ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 125,24KN/m^2$

$\rho = L_x/L_y = 1,20/1,45 = 0,82 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0,0542$ et $\mu_y = 0,631$

Sens x-x : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 9,77KN.m$

Sens y-y : $M_y = \mu_y \cdot M_x = 6,16KN.m$

Calcul des moments réels :

En travée : $M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 8,30KN.m$

$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 5,23KN.m$

En appuis : $M_{ax} = -0,3 \cdot M_x = 2,93KN.m$

$M_{ay} = -0,3 \cdot M_y = 1,84KN.m$

Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$.

Tableau V.4 Ferrailage de l'ascenseur dans le cas d'une charge uniformément répartie :

	Appuis		Travée	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M(KN.m ²)	2,93	1,84	8,30	5,23
d=0,9h(cm)	18	18	17	17

$\mu_{bu}=M/\sigma_b \cdot b \cdot d^2$	0,0063	0,0045	0,018	0,012
$\mu_L=0,8 \cdot \alpha_i(1-0,4\alpha_i)$	0,391	0,391	0,391	0,391
$\alpha=1,25(1-\sqrt{(1-2 \cdot \mu)})$	0,0078	0,0056	0,022	0,015
$\beta=1-(0,4 \cdot \alpha)$	0,996	0,997	0,991	0,994
$A_{cal}(cm^2/ml)$	0,47	0,31	1,34	0,89
$A_{adp}(cm^2/ml)$	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Vérification à l'ELU :

-Condition de non fragilité :

-En travée :

$$A_{min} : \rightarrow e > 12cm$$

$$\rightarrow \rho > 0,4$$

$$\text{Donc } A_{xmin} = \rho_0 \cdot ((3-\rho)/2) \cdot b \cdot h_0 = 1,74cm^2 \text{ et } A_{ymin} = \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 1,6cm^2$$

$$\text{On a des HA } f_c E400 \rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$\rightarrow \rho = 0,82$$

$$\rightarrow e = h_0 = 20cm$$

$$\rightarrow b = 100cm$$

$$A_{tx} > A_{xmin} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{ty} > A_{ymin} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{ty} > A_{tx}/4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En appuis :

$$A_{ax} > A_{xmin} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{ay} > A_{ymin} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des espacements des armatures :

$$\text{Sens x-x: } St_x \leq \min(3h ; 33cm) = 33cm ; \text{ on adopte } St_x = 25cm.$$

$$\text{Sens y-y: } St_y \leq \min(4h ; 45cm) = 45cm ; \text{ on adopte } St_y = 25cm.$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_{max}/b \cdot d \leq 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25MPa$$

$$\rho > 0,4 \rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$V_x = q_u \cdot l_x/3 = 50,09KN$$

$$V_y = q_u \cdot (l_x/2) \cdot (1/(1+(\rho/2))) = 53,29KN$$

$$\tau_u = 0,29MPa < 1,25MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 92,66KN/m^2$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot Lx^2 = 8,13 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 5,99 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 6,9 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 5,09 \text{KN.m}$$

Tableau V.5 Vérification des contraintes :

Localisation	$M_{ser}(\text{kN/m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$
Travée (x)	6,90	5349,86	2,49	0,0032	15
Travée (y)	5,09	558,83	2,06	0,019	15

b. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

A cause des charges importantes que supportes la dalle de l'ascenseur on prend son épaisseur $e = 20\text{cm}$.

Avec :

$(a_0 \times b_0)$: surface sur laquelle est appliquée la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(u \times v)$: surface d'impact.

u et a_0 : dimensions parallèles à l_x

v et b_0 : dimensions parallèles à l_y

h_0 : épaisseur de la dalle = 20cm

h_1 : épaisseur du revêtement = 5cm

ξ : coefficient dépendant de type de revêtement

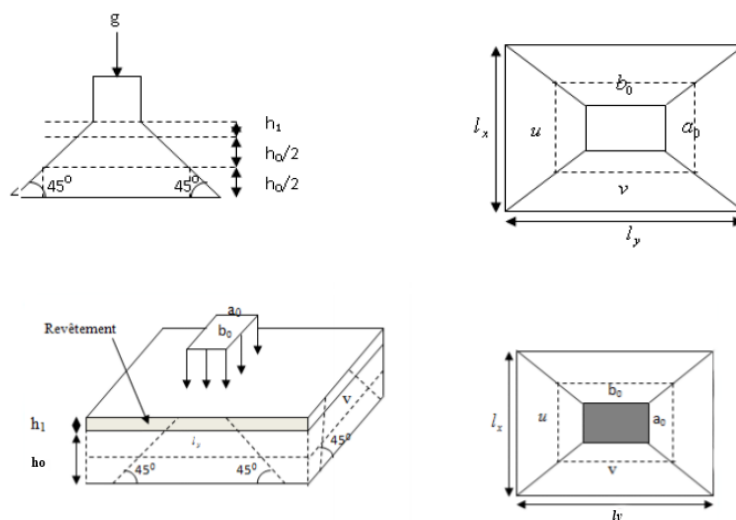


Figure V.7 Schéma représentant la surface d'impact

$$u = a_0 + h_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_1$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_1$$

On a une vitesse de : $V = 1,6\text{m/s} \rightarrow a_0 = 90\text{cm}$ et $b_0 = 100\text{cm}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5\text{cm} \rightarrow \xi = 1$

Donc : $u = 120\text{cm}$ et $v = 130\text{cm}$

Calcul des sollicitations :

$$M_{x1} = q \cdot (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q \cdot (M_2 + v \cdot M_1)$$

v : coefficient de Poisson.

Avec : $v = 0$ à l'état limite ultime et $v = 0,2$ à l'état limite de service.

Les moments M_1 et M_2 sont données par les abaques de Pigeaud en fonction de :

$$\rho = L_x/L_y = 1,20/1,45 = 0,82$$

$$u/L_x = 1,00$$

$$v/L_y = 0,89$$

D'où : $M_1 = 0,047$ et $M_2 = 0,036$

Calcul à l'état limite ultime :

$$g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 70,5\text{KN}$$

$$q_u = 1,35G = 95,17\text{KN}$$

$$M_{x1} = 95,17 \cdot 0,047 = 4,47\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 95,17 \cdot 0,036 = 3,42\text{KN.m}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :

ELU :

Avec : $G = 8,33\text{KN/m}^2$ et $Q = 1\text{KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,75\text{KN/m}$$

$\rho = 0,82 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0,82$ d'où : $\mu_x = 0,0542$ et $\mu_y = 0,631$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,995 \approx 1\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,627\text{KN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,47\text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,04\text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 4,64\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85.M_y = 3,43\text{KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

Tableau V.6 Ferrailage de l'ascenseur dans le cas d'une charge concentrée :

	Appuis		Travée	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M(KN.m ²)	1,64	1,21	4,64	3,43
d=0,9h(cm)	18	18	17	17
$\mu_{bu}=M/\sigma_b.b.d^2$	0,0035	0,0026	0,0113	0,0083
$\mu_L=0,8.\alpha_l(1-0,4\alpha_l)$	0,391	0,391	0,391	0,391
$\alpha=1,25(1-\sqrt{(1-2.\mu)})$	0,044	0,0032	0,0142	0,0104
$\beta=1-(0,4.\alpha)$	0,982	0,998	0,994	0,995
$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	0,26	0,20	0,74	0,89
$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{\max}/4 = 0,78\text{cm}^2 \text{ donc on opte pour } 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

Vérification à l'ELU :

-Condition de non fragilité :

-En travée :

$$A_{\min} : \rightarrow e > 12\text{cm}$$

$$\rightarrow \rho > 0,4$$

$$\text{Donc } A_{x\min} = \rho_0 \cdot ((3-\rho)/2) \cdot b \cdot h_0 = 1,74\text{cm}^2 \text{ et } A_{y\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 1,6\text{cm}^2$$

$$\text{On a des HA } f_e\text{E}400 \rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$\rightarrow \rho = 0,82$$

$$\rightarrow e = h_0 = 20\text{cm}$$

$$\rightarrow b = 100\text{cm}$$

$$A_{tx} > A_{x\min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{ty} > A_{y\min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$A_{ty} > A_{tx}/4 \rightarrow$ Condition vérifiée

-En appuis :

$A_{ax} > A_{xmin} \rightarrow$ Condition vérifiée

$A_{ay} > A_{ymin} \rightarrow$ Condition vérifiée

Espacements des armatures :

Sens x-x: $St_x \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $St_y \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Vérification du poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot (f_{c28}/\gamma_b)$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'état limite.

h : épaisseur de la dalle.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \cdot (u+v) = 2 \cdot (120+130) = 500\text{cm}$$

$$Q_u = 95,17\text{kN} \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot (f_{c28}/\gamma_b) = 750\text{kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_{\max}/b \cdot d \leq 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$\rho > 0,4 \rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_u = qu/(v \cdot 3) = 24,40\text{kN}$$

$$V_v = qu/(2 \cdot v+u) = 25,04\text{kN}$$

$$\tau_u = 0,14\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Espacements des armatures :

Sens x-x: $St_x \leq \min(2h ; 22\text{cm}) = 22\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $St_y \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Vérification à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_s = g = 70,5\text{kN/m}$$

$$M_{x1} = q_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 3,82\text{kN.m}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M_2 + v \cdot M_1) = 3,20\text{kN.m}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_s = 8,33 + 1 = 9,33\text{kN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot lx^2 = 0,81\text{kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,60\text{kN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,63 \text{ KN.m} \rightarrow M_{tx} = 0,85.M_x = 3,93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,80 \text{ KN.m} \rightarrow M_{ty} = 0,85.M_y = 3,23 \text{ KN.m}$$

Tableau V.7 Vérification des contraintes :

Localisation	$M_{ser}(\text{kN/m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
Travée (x)	3,93	39528,45	1,85	0,0002	15
Travée (y)	3,23	3592,60	0,613	0,0006	15

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{(\eta.f_{t28})}) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_{ser} = M_{ser}/100.\bar{\sigma}'_s = 0,19 \text{ cm}^2 < A_{adp} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

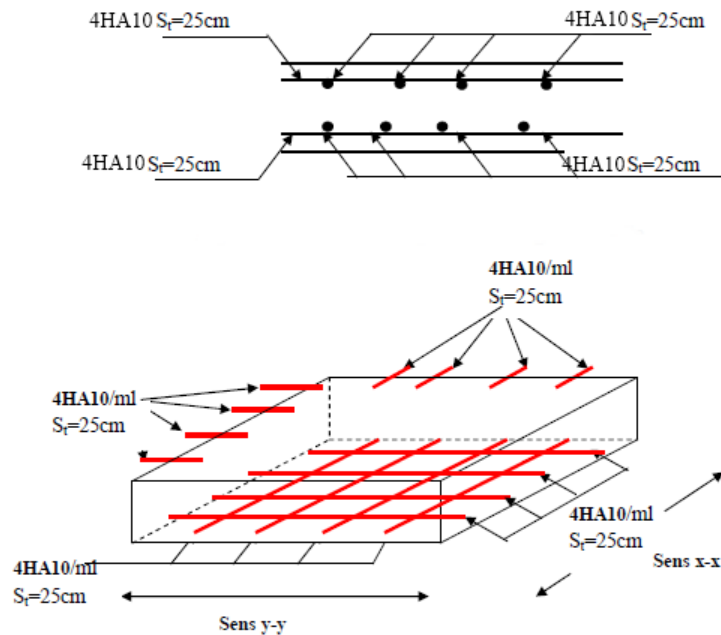


Figure V.8 Dessin de ferrailage de la dalle d'ascenseur

V. 4 Acrotère :

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent d'où la forme un écran.

$$S = (60 \times 10) + [(20 \times 20) - ((10 \times 20/2) + (3,75^2 \times 3,14/2))] = 600 + (400 - (100 + 22,07))$$

$$S = 600 + 285 = 877,93 \text{ cm}^2$$

Sollicitations :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation. Le calcul se fait par une bande de 1 m.

Selon RPA on a : $F_p = 4AC_p.W_p$

W_p : le poids propre de l'acrotère

A : coefficient d'accélération «groupe d'usage 2 »

Zone IIa → A = 0,15

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

$C_p = 0,8$

$W_p = 25 \times 0,087793 = 2,1948 \text{KN/ml}$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,5 \Rightarrow F_p = 1,2 \text{KN/ml}$

ELU :

La charge permanente ultime : $N_u = 1,35.W_p = 2,96 \text{KN}$

La surcharge d'exploitation ultime : $Q_u = 1,5.F_p = 1,8 \text{KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = h.Q_u = 1,08 \text{KN.m}$

ELS :

La charge permanente ultime : $N_s = W_p = 2,1948 \text{KN}$

La surcharge d'exploitation ultime : $Q_s = F_p = 1,2 \text{KN}$

Moment d'encastrement : $M_s = h.Q_s = 0,72 \text{KN.m}$

Calcul de l'excentricité

*L'excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_1 = M_u/N_u = 0,36 \text{m}$$

*L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max(2 \text{cm} ; l/250) = 2 \text{cm}$$

*L'excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = (3.l_f^3/10^4 h)/(2 + \alpha.\phi)$$

$$l_f = 2l = 1,2 \text{m} ; \alpha = 10(1 - M_u/1,5M_s) = 0 ; e_2 = 0,00144 \text{m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,381 \text{m}$$

$$e_0 = 0,381 \text{m}$$

$h_0/2 - c' = 0,03 \rightarrow e_0 > (h_0/2 - c') \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

ELU :

$$e_{uA} = e_0 + (d - h_0/2) = 0,426 \text{m}$$

$$M_{uA} = N_u.e_{uA} = 1,26 \text{KN.m}$$

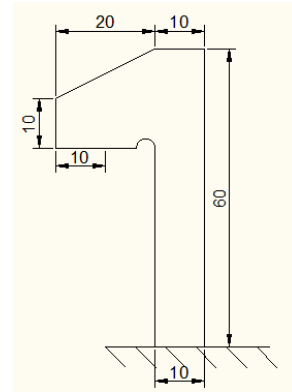


Figure V.9 L'acrotère

ELS :

$$e_0 = M_s/N_s = 0,328\text{m}$$

$$e_{sA} = e_0 + (d - h_0/2) = 0,37\text{m}$$

$$M_{sA} = N_s \cdot e_{sA} = 0,815\text{KN.m}$$

Etat de limite de compression du béton :

Tableau V.8 Ferrailage de l'acrotère :

M(KN.m ²)	1,26
d=0,9h(cm)	54
$\mu_{bu}=M/\sigma_b \cdot b \cdot d^2$	0,016
$\mu_L=0,8 \cdot \alpha_l(1-0,4\alpha_l)$	0,391
$\alpha=1,25(1-\sqrt{(1-2 \cdot \mu)})$	0,020
$\beta=1-(0,4 \cdot \alpha)$	0,991
$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	0,298≈0,3
$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	4HA8=2,01
$A_{répartition} = A_{adp}/4(\text{cm}^2/\text{ml})$	0,5025
$A_r(\text{cm}^2/\text{ml})$	4HA8=2,01

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 25\text{cm}.$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{max}/4 = 0,50\text{cm}^2 \text{ donc on opte pour } 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

Vérification à L'ELS :

L'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = (V_u/b \cdot d) \leq \tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\rho < 0,4 \rightarrow V_u = 540\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,1\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{(\eta \cdot f_{t28})}) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63\text{MPa}$$

$$A_s = M_s/100 \cdot \bar{\sigma}'_s = 0,035\text{cm}^2 < A_{adp} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

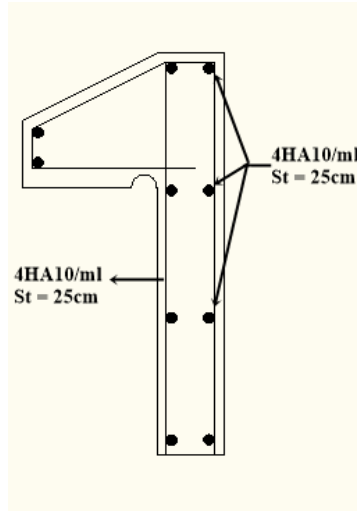


Figure V.10 Dessin de ferrailage de l'acrotère

V.5 Etude des escaliers :

V.5.a Etude des escaliers type 1 :

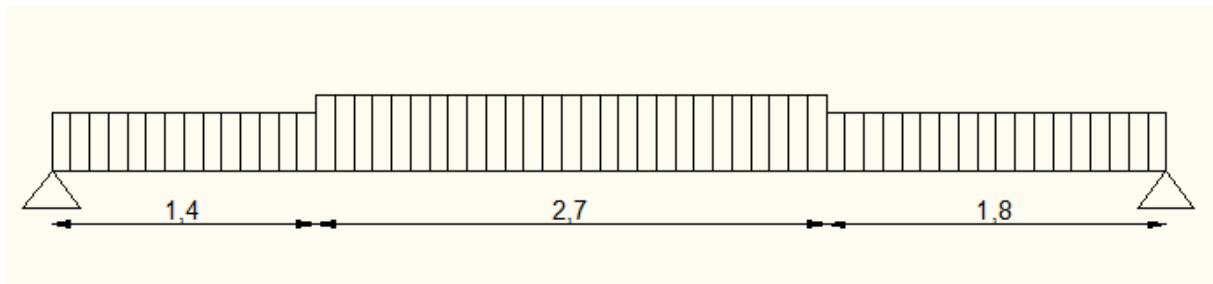


Figure V.11 Schéma statique des escaliers type 1

Epaisseur de la paillasse : $e = 16\text{cm}$

Tableau V.9 Les charge supportées par l'escalier type 1 à l'ELU :

	Palier	Volée
Charge permanente $G(\text{KN}/\text{m}^2)$	5,4	6,61
Charge d'exploitation $Q(\text{KN}/\text{m}^2)$	2,5	2,5
Combinaison fondamentale : $q_u = (1,35.G)+(1,5.Q)(\text{KN}/\text{ml})$	11,04	12,67

Calcul des sollicitations :

Le logiciel RDM6 a été utilisé afin d'extraire les moments fléchissants et les efforts tranchants :

$$M_{\max} = 53,01\text{KN.m à } 2,934\text{m} ; M_t = 0,85.M_{\max} = 45,06\text{KN.m} ; M_a = 0,5.M_{\max} = 26,51\text{KN.m} ;$$

$$V_{\max} = 34,92\text{KN}$$

ELU :

Tableau V.10 Calcul du ferrailage de l'escalier type 1 :

	Appuis	Travée
M(KN.m ²)	26,51	45,06
d=0,9h(cm)	14,4	14,4
$\mu_{bu}=M/\sigma_b.b.d^2$	0,090	0,153
$\mu_L=0,8.\alpha_i(1-0,4\alpha_i)$	0,391	0,391
$\alpha=1,25(1-\sqrt{(1-2.\mu)})$	0,118	0,209
$\beta=1-(0,4.\alpha)$	0,952	0,916
A _{cal} (cm ² /ml)	5,56	9,82
A _{adp} (cm ² /ml)	5HA12=5,65	5HA16=10,05

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 20\text{cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{\max}/4 = 2,51\text{cm}^2 \text{ donc on opte pour } 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 20\text{cm}$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.(f_{t28}/f_c) = 1,74\text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = (V_u/b.d) \leq \tau_{\text{adm}} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,24\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

Etat limite de compression du béton :

Tableau V.11 Les charge supportées par l'escalier type 1 à l'ELS :

	Palier	Volée
Charge permanente G(KN/m ²)	5,4	6,61
Charge d'exploitation Q(KN/m ²)	2,5	2,5
Combinaison fondamentale : q _s = (1,35.G)+(1,5.Q)(KN/ml)	7,9	9,11

Calcul des sollicitations :

Le logiciel RDM6 a été utilisé afin d'extraire les moments fléchissants et les efforts tranchants :

$$M_{\max} = 38,07\text{KN.m à } 2,934\text{m} ; M_t = 0,85.M_{\max} = 32,36\text{m} ; M_a = 0,3.M_{\max} = 11,42\text{KN.m} ;$$

$$V_{\max} = 25,05 \text{KN}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) h/l = 0,027 > \max(3/80 ; M_t/20.M_0) = 0,043 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) A/b*d = 0,004 \leq 4,2/f_e = 0,0110 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

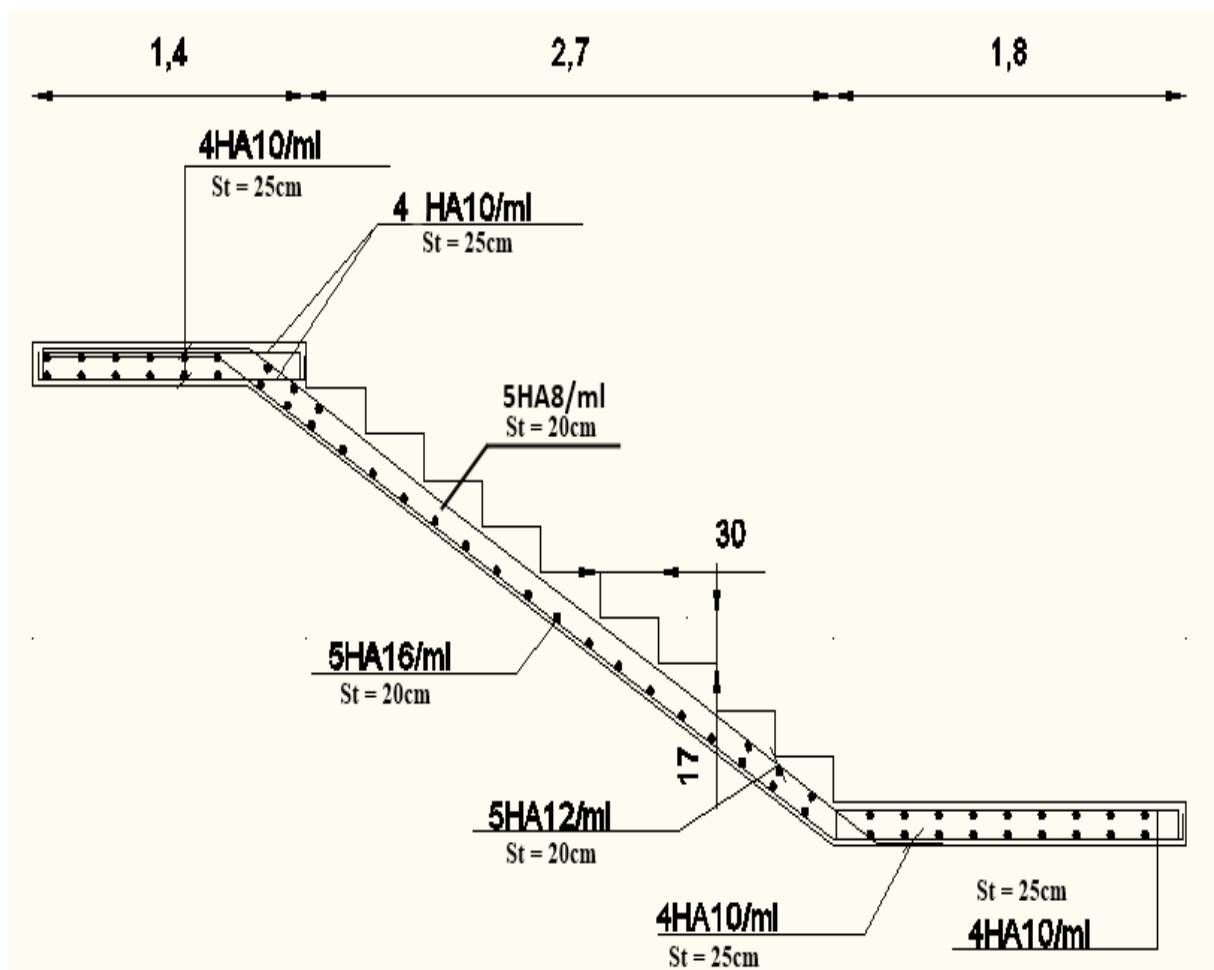


Figure V.12 Dessin de ferrailage des escaliers type 1

V.5.b Etude du palier de repos type 1 :

Dalle appuyée sur deux cotés adjacents :

$$l_x = 1,40 \text{m} ; l_y = 1,83 \text{m}$$

$$\rho = l_x/l_y = 0,76 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$l_y > l_x/2 = 0,7\text{m} \rightarrow M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$\rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$G = 5,4\text{KN/m}^2 ; Q = 2,5\text{KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35 \cdot G) + (1,5 \cdot Q) = 11,04\text{KN/ml}$$

$$M_x = 1,01\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,58\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0,86\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,49\text{kN.m}$$

En appuis :

$$M_a = 0,51\text{kN.m}$$

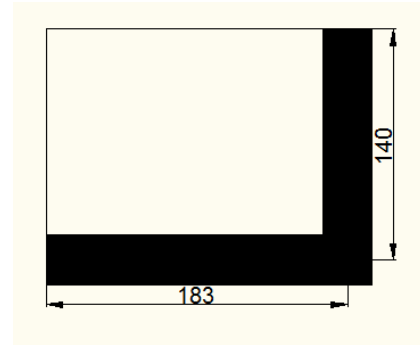


Figure V.18 Palier type 1

Tableau V.16 Ferrailage du palier type 1 :

	Appuis		Travée	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M(KN.m ²)	0,51	0,51	0,86	0,49
d=0,9h(cm)	14,4	14,4	14,4	14,4
$\mu_{bu} = M / \sigma_b \cdot b \cdot d^2$	0,0017	0,0017	0,0023	0,0016
$\mu_L = 0,8 \cdot \alpha_l (1 - 0,4\alpha_l)$	0,391	0,391	0,391	0,391
$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$	0,0021	0,0021	0,0028	0,0020
$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha)$	0,999	0,999	0,998	0,999
A _{cal} (cm ² /ml)	0,10	0,10	0,17	0,10
A _{adp} (cm ² /ml)	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_{tx} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_{tx} = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $S_{ty} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $S_{ty} = 25\text{cm}$.

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{\max} / 4 = 0,78\text{cm}^2 \text{ donc on opte pour } 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 25\text{cm}$

Condition de non fragilité :

$e \geq 12\text{cm}$ et $\rho > 0,4 \rightarrow A_{x\min} = \rho_0 \cdot ((3-\rho)/2) \cdot b \cdot e = 1,33\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

$\rightarrow A_{y\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 1,2\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = (V_u/b \cdot d) \leq \tau_{adm} = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$\rho > 0,4 \rightarrow V_u = ((q_u \cdot l_y)/2) \cdot (1/(1+(\rho/2))) = 6,35\text{MPa}$

$\tau_u = 0,004\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

ELS :

Etat limite de compression du béton :

$P = G + Q = 7,9\text{kN/ml}$

$M_{x\text{ser}} = 0,80\text{KN.m}$; $M_{tx\text{ser}} = 0,68\text{KN.m}$; $M_{ax\text{ser}} = 0,40\text{KN.m}$

$M_{y\text{ser}} = 0,55\text{KN.m}$; $M_{ty\text{ser}} = 0,46\text{KN.m}$; $M_{ay\text{ser}} = 0,27\text{KN.m}$

Sens x-x :

$A_x = 0,13\text{cm}^2$; $y = 0,83\text{cm}$; $I = 488,63\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = (M_{\text{ser}}/I) \cdot y = 0,0014\text{ MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Sens y-y :

$A_y = 0,09\text{cm}^2$; $y = 0,64\text{cm}$; $I = 292,84\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = (M_{\text{ser}}/I) \cdot y = 0,0017\text{ MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation :

Sens y-y :

On doit vérifier les conditions suivantes :

1) $h/l = 0,087 > \max(3/80 ; M_t/20 \cdot M_0) = 0,042 \rightarrow$ Condition vérifiée

2) $A/b \cdot d = 0,000062 \leq 4,2/f_c = 0,0110 \rightarrow$ Condition vérifiée

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

Sens x-x :

1) $h/l = 0,11 > \max(3/80 ; M_t/10 \cdot M_0) = 0,042 \rightarrow$ Condition vérifiée

2) $A/b \cdot d = 0,00009 \leq 4,2/f_c = 0,0110 \rightarrow$ Condition vérifiée

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

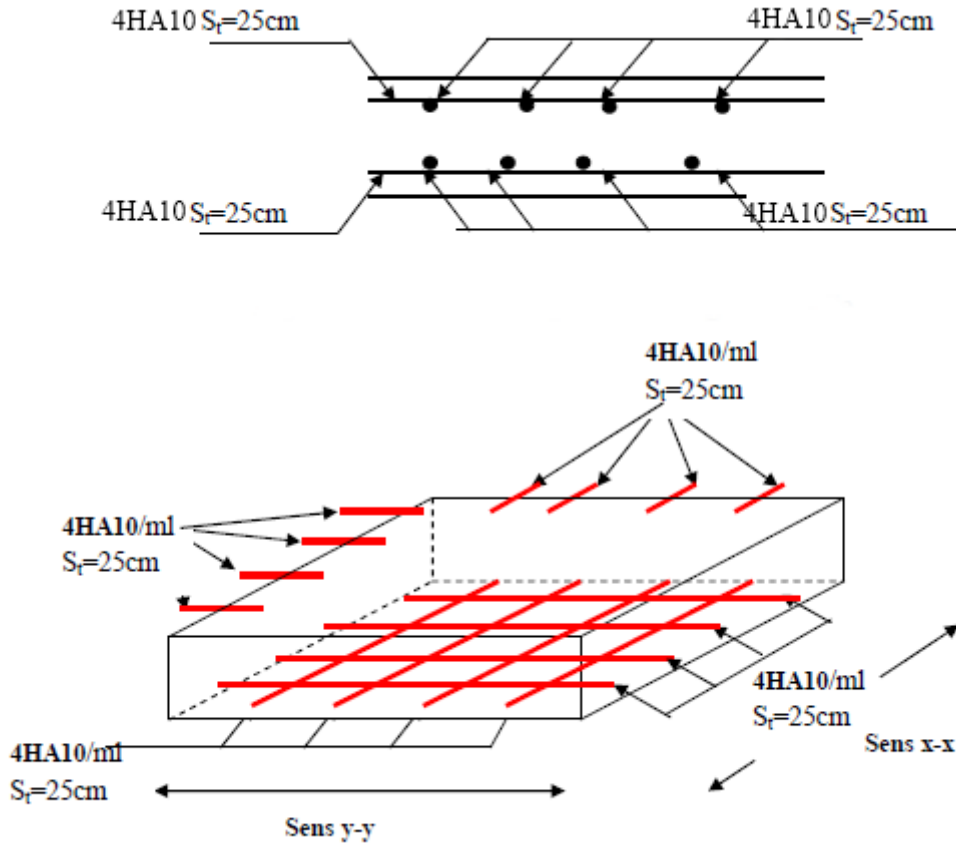


Figure V.19 Dessin de ferrailage de la dalle du palier type 1

V.5.c Etude des escaliers type 2 :

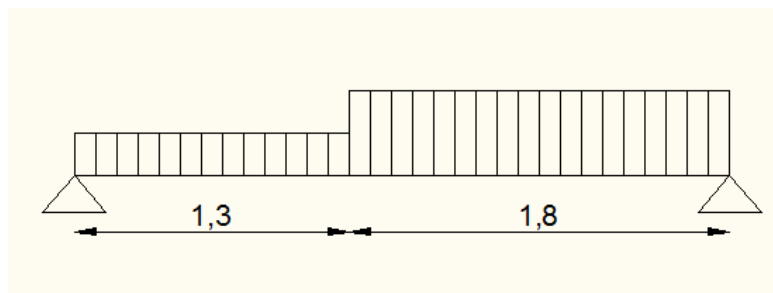


Figure V.15 Schéma statique des escaliers type 2

Epaisseur de la paillasse : $e = 16\text{cm}$

Tableau V.13 Les charge supportées par l'escalier type 2 à l'ELU :

	Palier	Volée
Charge permanente $G(\text{KN}/\text{m}^2)$	5,4	6,61
Charge d'exploitation $Q(\text{KN}/\text{m}^2)$	2,5	2,5
Combinaison fondamentale : $q_u = (1,35.G)+(1,5.Q)(\text{KN}/\text{ml})$	11,04	12,67

Calcul des sollicitations :

Le logiciel RDM6 a été utilisé afin d'extraire les moments fléchissants et les efforts tranchants :

$$M_{\max} = 14,54 \text{KN.m à } 1,588 \text{m} ; M_t = 0,85.M_{\max} = 12,36 \text{KN.m} ; M_a = 0,3.M_{\max} = 4,36 \text{KN.m} ; \\ V_{\max} = 19,19 \text{KN}$$

Calcul du ferrailage

ELU :

Tableau V.14 Calcul du ferrailage de l'escalier type 2 :

	Appuis	Travée
M(KN.m ²)	4,36	12,36
d=0,9h(cm)	14,4	14,4
$\mu_{bu}=M/\sigma b.b.d^2$	0,148	0,042
$\mu_L=0,8.\alpha(1-0,4\alpha)$	0,391	0,391
$\alpha=1,25(1-\sqrt{(1-2.\mu)})$	0,201	0,054
$\beta=1-(0,4.\alpha)$	0,919	0,978
$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	0,95	2,52
$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	5HA8=2,51	5HA10=3,93

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 20\text{cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{\max}/4 = 0,98\text{cm}^2 \text{ donc on opte pour } 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 20\text{cm}$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.(f_{t28}/f_c) = 1,74\text{cm}^2 < A_{cal} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = (V_u/b.d) \leq \tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,13\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

Etat limite de compression du béton :

Tableau V.15 Les charges supportées par l'escalier type 2 à l'ELS :

	Palier	Volée
Charge permanente G(KN/m ²)	5,4	6,61
Charge d'exploitation Q(KN/m ²)	2,5	2,5
Combinaison fondamentale : $q_s = (1,35.G)+(1,5.Q)$ (KN/ml)	7,9	9,11

Calcul des sollicitations :

Le logiciel RDM6 a été utilisé afin d'extraire les moments fléchissants et les efforts tranchants :

$$M_{\max} = 10,44\text{KN.m à } 1,588\text{m} ; M_t = 0,85.M_{\max} = 8,87\text{KN.m} ; M_a = 0,3.M_{\max} = 3,13\text{KN.m} ;$$

$$V_{\max} = 13,79\text{KN.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) h/l = 0,027 > \max(3/80 ; M_t/20.M_0) = 0,043 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) A/b.d = 0,001 \leq 4,2/f_e = 0,0110 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

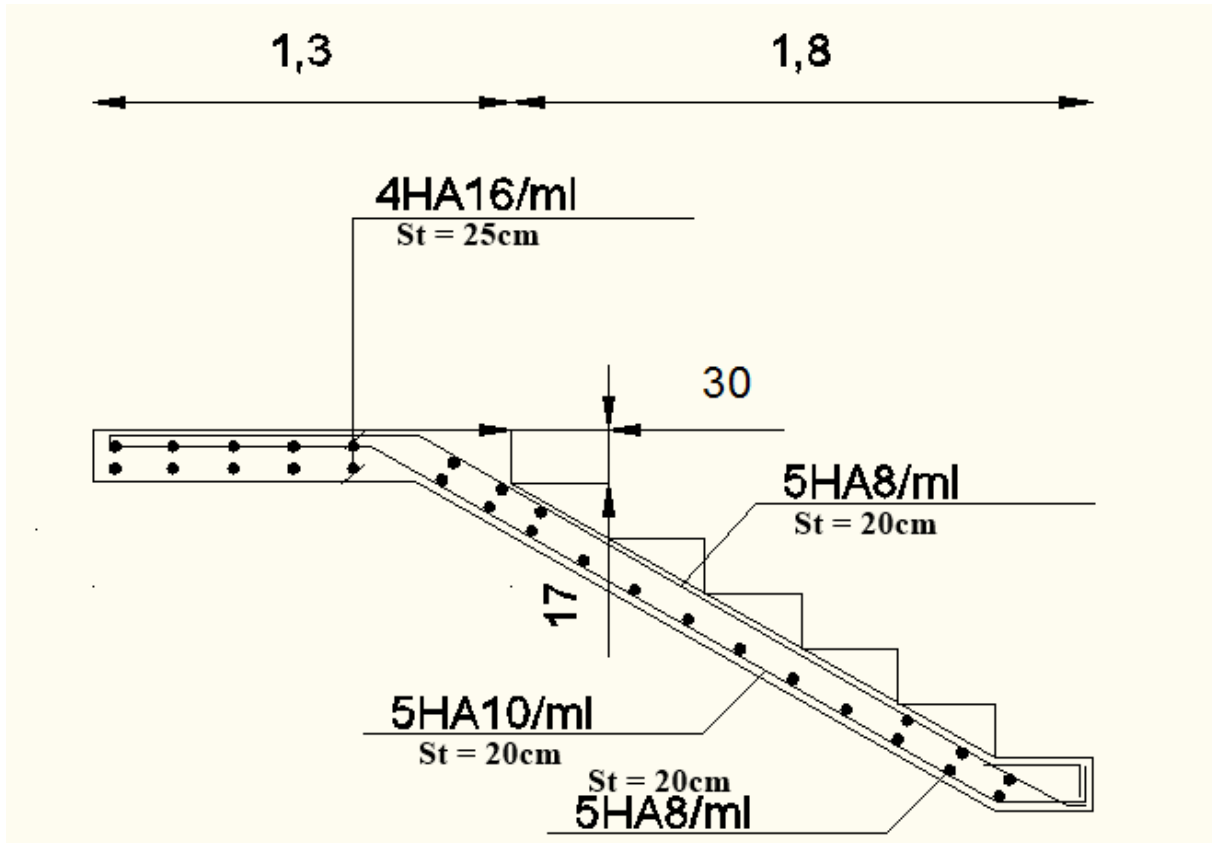


Figure V.16 Dessin de ferrailage des escaliers type 2

V.5.d Etude du palier de repos type 2 :Dalle appuyée sur deux cotés parallèles :

$$l_x = 1,30\text{m} ; l_y = 5,90\text{m}$$

$\rho = l_x/l_y = 0,22 < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$l_y > l_x/2 = 0,65\text{m} \rightarrow M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

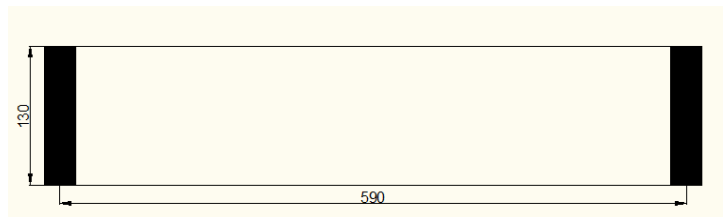


Figure V.13 Palier type 2

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$G = 5,4 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35 \cdot G) + (1,5 \cdot Q) = 11,04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\max} = 42,51 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{\text{travée}} = 36,13 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{\text{amax}} = 12,75 \text{KN.m}$$

Tableau V.12 Ferrailage du palier type 2 :

	Appuis	Travée
M(KN.m ²)	12,75	36,13
d=0,9h(cm)	14,4	14,4
$\mu_{bu}=M/\sigma_b \cdot b \cdot d^2$	0,043	0,122
$\mu_L=0,8 \cdot \alpha_i(1-0,4\alpha_i)$	0,391	0,391
$\alpha=1,25(1-\sqrt{(1-2 \cdot \mu)})$	0,054	0,163
$\beta=1-(0,4 \cdot \alpha)$	0,978	0,934
$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	2,62	7,75
$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	4HA10=3,14	4HA16=8,04

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 25\text{cm}.$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{\text{max}}/4 = 2,01\text{cm}^2 \text{ donc on opte pour } 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho < 0,4 \rightarrow A^{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{c28}/f_e) = 1,74\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = (V_u/b \cdot d) \leq \tau_{\text{adm}} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\rho < 0,4 \rightarrow V_u = (q_u \cdot l)/2 = 32,56\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,022\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELS :

Etat limite de compression du béton :

$$P = G + Q = 7,9\text{KN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = 29,87\text{KN.m} ; M_{\text{tser}} = 25,39\text{KN.m} ; M_{\text{aser}} = 8,96\text{KN.m}$$

Sens x-x :

$$A_x = 6,34\text{cm}^2 ; y = 4,739\text{cm} ; I = 14399,42\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_{\text{ser}}/I) \cdot y = 9,83 \text{MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes :

1) $h/l = 0,027 < 0,0625 < \max(3/80 ; M_t/20.M_0) = 0,042 \rightarrow$ Condition vérifiée

2) $A/b.d = 0,0044 \leq 4,2/f_c = 0,0110 \rightarrow$ Condition vérifiée

D'après le BAEL91 et le CBA93, si c'est deux conditions sont vérifiées donc on n'a pas à vérifier la flèche.

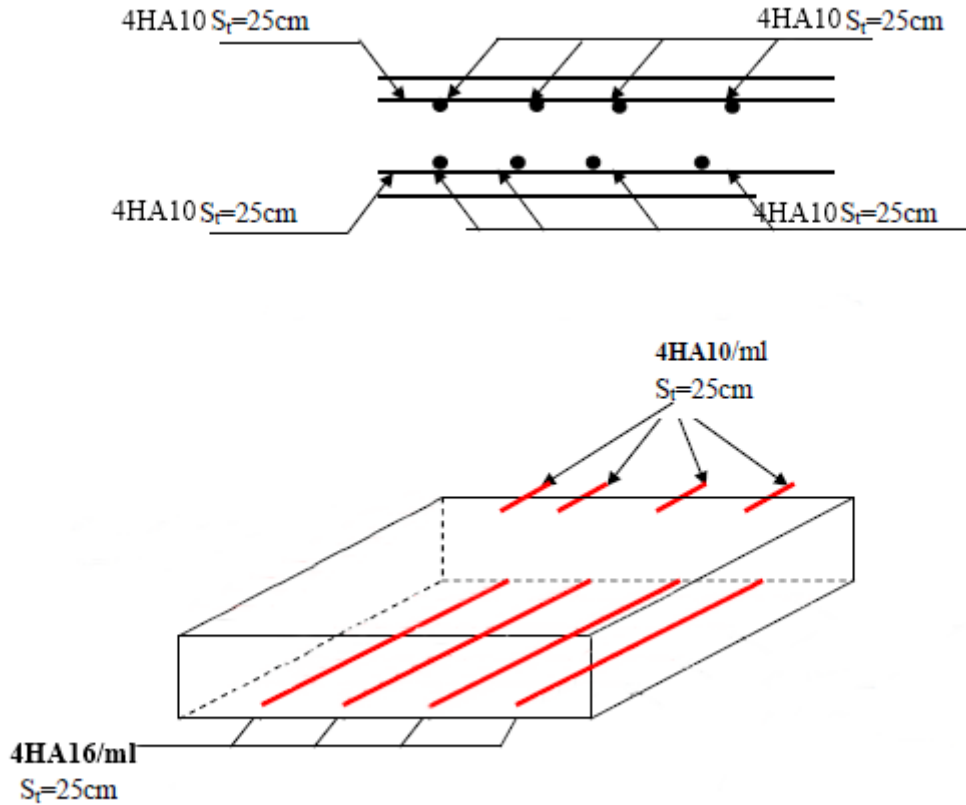


Figure V.14 Dessin de ferrailage de la dalle du palier type 2

VI.1 Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine).

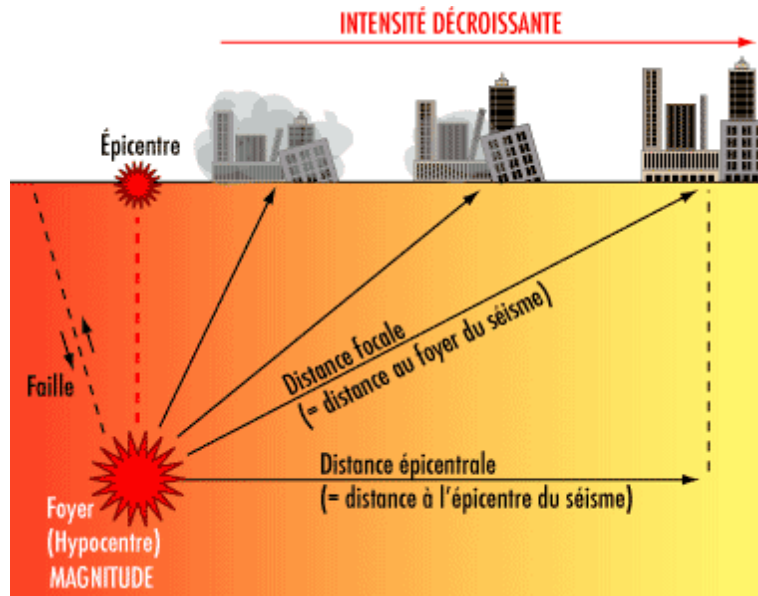


Figure VI.1 Schéma explicatif du phénomène du séisme

De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure. L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie. Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

VI.2 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde. De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à

ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

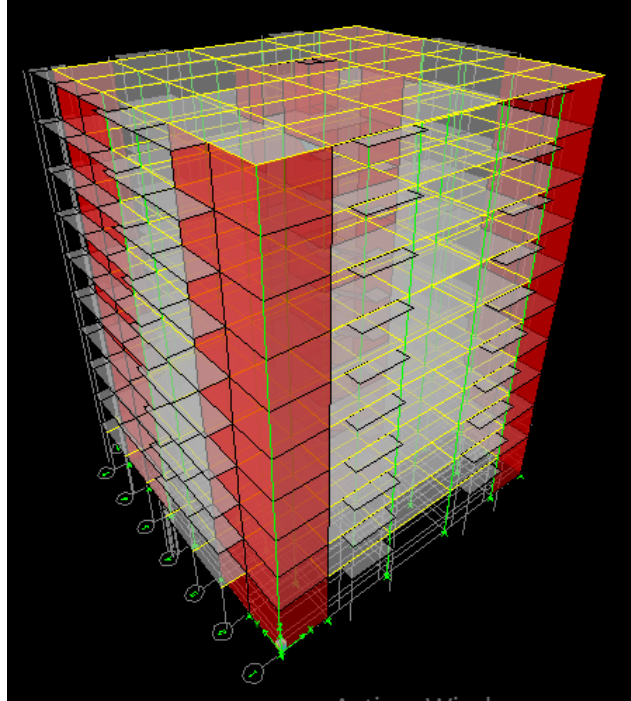


Figure VI.2 Modélisation de la structure sur ETABS

VI.3 Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente : Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles. Cette méthode exige que la structure soit régulière en plan et en élévation ;
- La méthode d'analyse modale spectrale : Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extrêmes des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle.

Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure ;

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme : Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. Le mouvement sismique doit consister en trois accélérogrammes agissant simultanément. Le même accélérogramme ne peut pas être utilisé simultanément pour les deux directions horizontales.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente :

Régularité en plan et en élévation → Condition vérifiée

La structure étudiée est en zone IIa et son hauteur totale est inférieure à 65m → Condition vérifiée

La méthode statique équivalente sera utilisée pour analyser le comportement sismique de cette structure.

VI.4 Calcul de l'effort sismique total :

L'effort sismique V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = ((A.D.Q)/R).W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.(RPA99 tableau 4.1)

Dans le cas de la structure étudiée : -groupe d'usage 2(ouvrages courants : habitat/bureaux)
-zone sismique IIa

$$A = 0,15$$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement.(RPA99 tableau 4.3)

Dans le cas de la structure étudiée : -contreventement mixte portiques/voiles avec interaction

$$R = 5$$

Q : facteur de qualité. Sa valeur est donnée par la formule $Q = 1 + \Sigma P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non. Elle est donnée par le tableau 4.4 du RPA99.

Tableau VI.1 Calcul du facteur de qualité :

Critère	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de qualité d'exécution	0,10	0,10
Total	0,15	0,15

$$Q_x = Q_y = 1,15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, d facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} \quad T \geq 3s$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 du RPA.

$$T_2 = 0,4s$$

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0,67s$$

C_t : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

h_N : hauteur en mètre de la base de la structure jusqu'au dernier étage

$$C_t = 0,05$$

$$T_x = (0,09 \cdot h_N) / \sqrt{D} = (0,09 \cdot 31,62) / \sqrt{24,2} = 0,57s$$

$$T_y = (0,09 \cdot h_N) / \sqrt{D} = (0,09 \cdot 31,62) / \sqrt{21,34} = 0,61s$$

D : dimension du bâtiment dans la direction de l'action sismique en mètre.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\eta = \sqrt{(7/2 + \xi)} \geq 0,7$

ξ : pourcentage d'amortissement critique qui est en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (RPA99 tableau 4.2).

Contreventement par portiques : $\xi = 7\%$

Contreventement par voiles : $\xi = 10\%$

$$\xi = (7 + 10)/2 = 8,5\%$$

$$\eta = \sqrt{(7/2 + \xi)} = 0,816 \geq 0,7$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3s \rightarrow D_x = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 1,61$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \rightarrow D_y = 2,5\eta(T_2/T_y)^{2/3} = 1,53$$

W : poids total de la structure.

$$W_x = W_y = \Sigma(W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixés éventuels solidaires de la structure.

W_Q : surcharge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA.

$$\beta = 0,2$$

On tire le poids total de la structure à partir de ETABS : $W = 7014,56T = 68812,83KN$

$$V_x = ((A.D_x.Q_x)/R).W = ((0,15.1,61.1,15)/5).68812,83 = 3822,21KN$$

$$V_y = ((A.D_y.Q_y)/R).W = ((0,15.1,53.1,15)/5).68812,83 = 3632,28KN$$

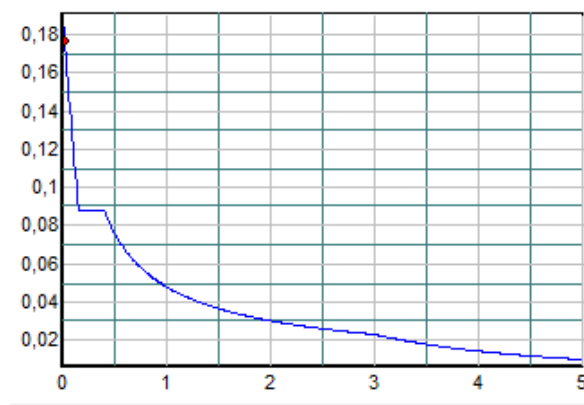


Figure VI.3 Diagramme du spectre de réponse

VI.5 Disposition des voiles :

Il a été essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non-vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante :

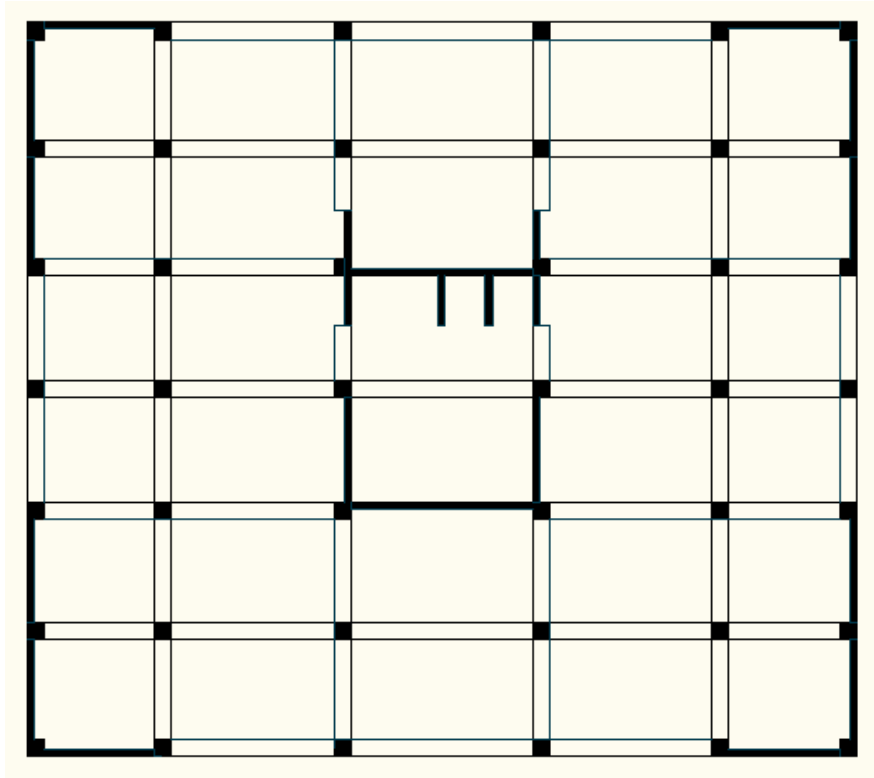


Figure VI.4 Disposition des voiles

VI.6 Interprétation des résultats :

VI.6.a Vérification de la résultante de la force sismique :

Tableau VI.2 Vérification de la résultante de la force sismique :

	V_{dyn}	$0,8.V_{st}$	Observation
x-x	4226,90	3057,77	Vérifiée
y-y	4084,20	2905,82	Vérifiée

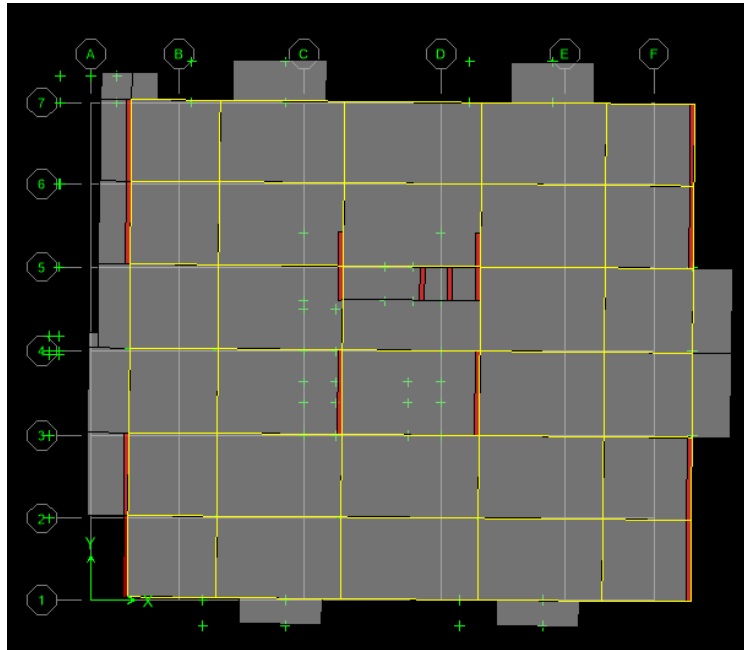
VI.6.b Vérification du pourcentage des participations massique et modale :

Tableau VI.3 Pourcentage des participations massique et modale :

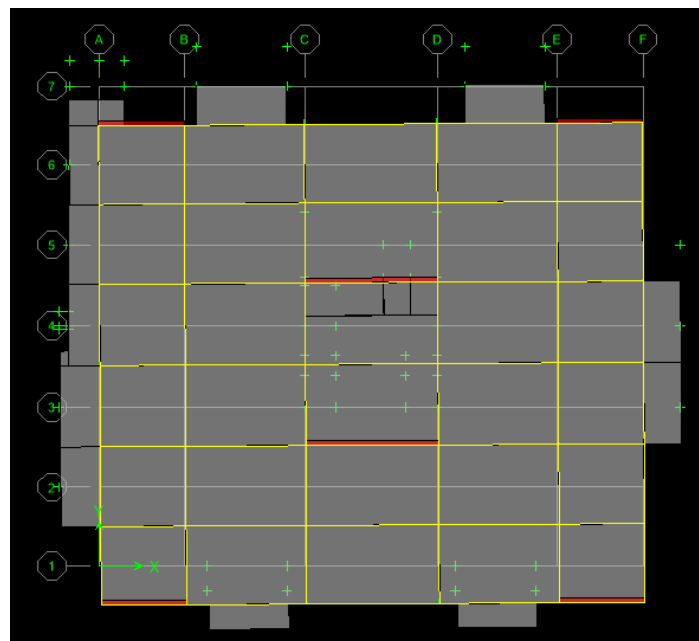
Mode	Période(sec)	Masse cumulée(%)		Masse (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	0,784	0,02	97,99	26,27	0,42
2	0,690	97,90	98,02	0,49	26,12
3	0,505	98,04	98,31	1,51	1,01
4	0,389	98,04	98,32	0,46	0,07
5	0,384	98,04	98,33	0,29	0,06
6	0,382	98,04	98,33	0,16	0,00
7	0,382	98,04	98,33	0,03	0,09
8	0,381	98,04	98,33	0,32	0,01
9	0,381	98,04	98,33	0,49	0,07
10	0,381	98,04	98,33	0,60	0,00
11	0,381	98,04	98,33	0,53	0,02
12	0,192	98,04	98,81	14,62	0,13

La masse modale est atteinte dans les deux sens x-x et y-y, cela veut dire que les 10 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combinée de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

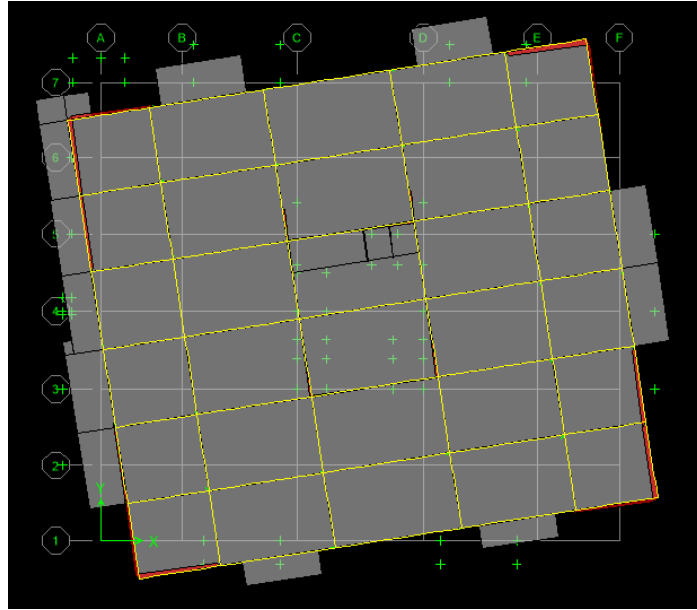
VI.6.c Vérification des trois premiers modes :

Figure VI.5 1^{er} mode avec $T = 0,78s$

Translation dans le sens x-x.

Figure VI.6 2^{ème} mode avec $T = 0,69s$

Translation dans le sens y-y.

Figure VI.7 3^{ème} mode avec T = 0,5s

Torsion.

VI.6.d Vérification de $T_{\text{empirique}}$:

Selon le RPA99 il faut que : $1,3T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}} \rightarrow 1,3 \cdot 0,67 > 0,78 \rightarrow 0,87 > 0,78$

VI.6.e Vérification des déplacements :

1-Centre de masse et centre de rigidité :

Tableau VI.4 Centre de masse et de rigidité :

Etage	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR
1	D1	11,767	10,900	12,107	10,644
2	D2	11,762	10,903	12,107	10,531
3	D3	11,757	10,906	12,106	10,418
4	D4	11,752	10,910	12,107	10,327
5	D5	11,747	10,913	12,107	10,257
6	D6	11,742	10,916	12,107	10,205
7	D7	11,737	10,920	12,108	10,166
8	D8	11,729	10,925	12,108	10,135
9	D9	11,728	10,960	12,108	10,111
10	D10	11,751	11,033	12,108	10,093

2-Calcul de l'excentricité :

Tableau VI.5 Calcul de l'excentricité :

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle $e_{acc} = 0,05.L$	
	$e_x = x_{cm} - x_{cr} $	$e_y = y_{cm} - y_{cr} $		
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y
1	0,340	0,256	1,21	1,21
2	0,345	0,372	1,21	1,21
3	0,349	0,488	1,21	1,21
4	0,355	0,583	1,21	1,21
5	0,360	0,656	1,21	1,21
6	0,365	0,711	1,21	1,21
7	0,371	0,754	1,21	1,21
8	0,379	0,790	1,21	1,21
9	0,380	0,849	1,21	1,21
10	0,357	0,940	1,21	1,21

3-Déplacements et efforts tranchants de chaque diaphragme :

Tableau VI.6 Déplacements et efforts tranchants des diaphragmes :

Etage	Diaphragme	Vx	Vy	Ux	Uy
Etage 10	10	94,44	83,42	0,0141	0,0119
Etage 9	9	167,38	157,15	0,0126	0,0106
Etage 8	8	221,06	220,65	0,0111	0,0093
Etage 7	7	261,65	274,85	0,0095	0,0080
Etage 6	6	295,32	319,06	0,0080	0,0067
Etage 5	5	327,31	353,40	0,0065	0,0054
Etage 4	4	359,05	378,43	0,0050	0,0041
Etage 3	3	387,78	394,97	0,0037	0,0030
Etage 2	2	409,34	404,28	0,0024	0,0019
Etage 1	1	422,69	408,42	0,0014	0,0011

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers. D'après le RPA99 le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R.\delta_{ek}$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques FI.

R: coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

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

Tableau VI.7 Calcul des déplacements horizontaux :

Etage	Sens x-x			Sens y-y			$\Delta k_{adm}(m)$
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	
1	0,0014	0,0070	0,0070	0,0011	0,0055	0,0055	0,0408
2	0,0024	0,0120	0,0050	0,0019	0,0095	0,0040	0,0306
3	0,0037	0,0185	0,0065	0,0030	0,0150	0,0055	0,0306
4	0,0050	0,0250	0,0065	0,0041	0,0205	0,0055	0,0306
5	0,0065	0,0325	0,0075	0,0054	0,0270	0,0065	0,0306
6	0,0080	0,0400	0,0075	0,0067	0,0335	0,0065	0,0306
7	0,0095	0,0475	0,0075	0,0080	0,0400	0,0065	0,0306
8	0,0111	0,0555	0,0080	0,0093	0,0465	0,0065	0,0306
9	0,0126	0,0630	0,0075	0,0106	0,0530	0,0065	0,0306
10	0,0141	0,0705	0,0075	0,0119	0,0595	0,0065	0,0306

Etage	Sens x-x	Sens y-y	$\Delta k_{adm}(m)$
	$\Delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	
1	0,0070	0,0055	0,0408
2	0,0050	0,0040	0,0306
3	0,0065	0,0055	0,0306
4	0,0065	0,0055	0,0306
5	0,0075	0,0065	0,0306
6	0,0075	0,0065	0,0306
7	0,0075	0,0065	0,0306
8	0,0080	0,0065	0,0306
9	0,0075	0,0065	0,0306
10	0,0075	0,0065	0,0306

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le RPA99 et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

VI.6.f Justification vis-à-vis P-Δ :

Les effets du 2eme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = p_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

p_k : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

V_k : effort tranchants d'étage au niveau "k".

k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$; la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans le sens x-x :

Tableau VI.8 Calcul des effets du 2^{ème} ordre P-Δ selon le sens x-x :

Niveau	p_k	Δ_{kx}	V_{kx}	h_k	θ
1	7014,56	0,0070	422,69	4,08	0,028
2	6186,98	0,0050	409,34	3,06	0,024
3	5486,87	0,0065	387,78	3,06	0,030
4	4786,76	0,0065	359,05	3,06	0,028
5	4104,25	0,0075	327,31	3,06	0,030
6	3421,74	0,0075	295,32	3,06	0,028
7	2754,97	0,0075	261,65	3,06	0,025
8	2088,21	0,0080	221,06	3,06	0,024
9	1435,34	0,0075	167,38	3,06	0,021
10	794,52	0,0075	94,44	3,06	0,020

Dans le sens y-y :

Tableau VI.9 Calcul des effets du 2^{ème} ordre P-Δ selon le sens y-y :

Niveau	p_k	Δ_{ky}	V_{ky}	h_k	θ
1	7014,56	0,0055	408,42	4,08	0,023

2	6186,98	0,0040	404,28	3,06	0,020
3	5486,87	0,0055	394,97	3,06	0,024
4	4786,76	0,0055	378,43	3,06	0,022
5	4104,25	0,0065	353,40	3,06	0,024
6	3421,74	0,0065	319,06	3,06	0,022
7	2754,97	0,0065	274,86	3,06	0,021
8	2088,21	0,0065	220,65	3,06	0,020
9	1435,34	0,0065	157,15	3,06	0,019
10	794,52	0,0065	83,42	3,06	0,020

Donc $\theta < 0,1$ dans tous les niveaux, donc effet P- Δ est négligé.

VI.6.g Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Méthode de calcul :

$$\Sigma W_{k.b_i} > \Sigma F_k.h_k$$

Avec :

W_k : le poids calculé a chaque niveau (k) $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$.

W_{Qi} (kg):Poids du aux charge d'exploitation.

W_{Gi} (kg):Poids du aux charges permanentes.

b_i : Centre de gravité de la structure.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k.

h_k la hauteur de l'étage k.

Dans le sens x-x :

Tableau VI.10 Calcul du moment renversant et stabilisant selon le sens x-x :

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k.b_i$	h_k	F_k	$F_k.h_k$
1	8275,8	11,767	97381,3	4,08	133,5	544,68
2	7000,0	11,762	82334,0	3,06	215,6	659,73
3	7001,1	11,757	82311,9	3,06	287,3	879,13
4	6825,1	11,752	80208,5	3,06	317,4	971,24
5	6825,1	11,747	80174,4	3,06	319,9	987,89

6	6667,7	11,742	78292,1	3,06	366,7	1121,18
7	6667,6	11,737	78257,6	3,06	405,9	1242,05
8	6528,7	11,729	76575,1	3,06	536,8	1642,60
9	6408,2	11,728	75488,5	3,06	729,4	2231,96
10	7945,2	11,751	93364,0	3,06	944,4	2889,86
			$\Sigma W_k \cdot b_i =$ 824387,4			$\Sigma F_k \cdot h_k =$ 13170,32

$$\Sigma W_k \cdot b_i > \Sigma F_k \cdot h_k$$

Dans le sens y-y :

Tableau VI.11 Calcul du moment renversant et stabilisant selon le sens y-y :

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$	h_k	F_k	$F_k \cdot h_k$
1	8275,8	11,033	91306,9	4,08	41,4	168,90
2	7000,0	10,960	76720,0	3,06	93,1	284,80
3	7001,1	10,925	76487,0	3,06	165,4	506,12
4	6825,1	10,920	74530,0	3,06	250,3	765,91
5	6825,1	10,916	74502,7	3,06	343,4	1050,80
6	6667,7	10,913	72764,6	3,06	442,0	1352,52
7	6667,6	10,910	72743,5	3,06	542,1	1658,82
8	6528,7	10,906	71202,0	3,06	635,0	1943,10
9	6408,2	10,903	69868,6	3,06	737,3	2256,13
10	7945,2	10,900	86602,6	3,06	834,2	2552,65
			$\Sigma W_k \cdot b_i =$ 766727,98			$\Sigma F_k \cdot h_k =$ 12539,75

$$\Sigma W_k \cdot b_i > \Sigma F_k \cdot h_k$$

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$M_s/M_r \geq 1.50.$$

M_s : moment stabilisateur dû aux charges verticales $M_s = \Sigma W_k \cdot b_i$

M_r : moment de renversement due au charge horizontale $M_r = \Sigma F_k \cdot h_k$

Sens x-x :

Tableau VI.12 Calcul de M_{sx}/M_{rx} selon le sens x-x :

M_{sx}	M_{rx}	M_{sx}/M_{rx}	Vérification
824387,4	13170,32	62,59	62,59 > 1,50

Sens y-y :

Tableau VI.13 Calcul de M_{sy}/M_{ry} selon le sens y-y :

M_{sy}	M_{ry}	M_{sy}/M_{ry}	Vérification
766727,98	12539,75	61,14	$61,14 > 1,50$

Remarque : le poids des fondations et des remblais n'a pas été pris en considération.

VII.1 Introduction:

La structure étudiée est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

VII.2 Calcul des poutres

Les combinaisons de calcul :

*1,35G + 1,5Q selon CBA93

*G + Q + E selon RPA99

*0,8G + E selon RPA99

La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolus sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas ou $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Ferrailage longitudinale :

Il ne faut pas oublier de respecter les pourcentages maximum donnés par les CBA93 et RPA99.

La section d'armature finale $A = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA})$ tel que :

A_{cal} : section d'armature calculée en flexion simple.

A_{min} : condition de non fragilité $A_{min} = 0.23.b.d.f_{tj}/f_e$.

A_{RPA} : section d'armature minimale du RPA99 version 2003.

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Cas de contraintes :

Tableau VII.1 Cas des contraintes :

Cas des contraintes					
Situation durable	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0,85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1,5$	$\sigma_{bc} = 14,2$	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s = 1,15$	$\sigma_s = 348$	MPa
Situation accidentelle	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0,85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1,15$	$\sigma_{bc} = 18,47$	MPa
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_s = 1$	$\sigma_s = 400$	MPa

VII.2.a Etude des poutres principales (30x50) :

Ferrailage longitudinales :

En travée combinaison utilisée : 1,35G + 1,5Q

Tableau VII.2 Les données en travée :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	0,30	m
	Hauteur de la poutre	h	0,50	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	0,45	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	0,05	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à 1,35G+1,5Q	M_u	216,10	KN.m
	Moment réduit limite	μ_L	0,392	

Tableau VII.3 Calcul du ferrailage en travée :

	Travée
$\mu_{bu} = M_u / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2$	0,25
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$	0,366
$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha)$	0,853
$A_{cal}(cm^2)$	16,17
$A_{adp}(cm^2)$	4HA20+2HA16 = 16,59

En appuis (nappe inférieure) combinaison utilisée: 0,8G + E :

Tableau VII.4 Les données en appuis (nappe inférieure) :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	0,30	m
	Hauteur de la poutre	h	0,50	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	0,45	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	0,05	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à 1,35G+1,5Q	M_u	125,87	KN.m
	Moment réduit limite	μ_L	0,392	

Tableau VII.5 Calcul du ferrailage en appuis (nappe inférieure) :

	Appuis
$\mu_{bu} = M_u / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2$	0,145
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$	0,019
$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha)$	0,992
$A_{cal}(cm^2)$	8,10
$A_{adp}(cm^2)$	2HA20+1HA16 = 8,29

En appuis (nappe supérieure) combinaison utilisée: G + Q + E :

Tableau VII.6 Les données en appuis (nappe supérieure) :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	0,30	m
	Hauteur de la poutre	h	0,50	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	0,45	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	0,05	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à 1,35G+1,5Q	M_u	198,43	KN.m
	Moment réduit limite	μ_L	0,392	

Tableau VII.7 Calcul du ferrailage en appuis (nappe supérieure) :

	Appuis
$\mu_{bu} = M_u / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2$	0,230
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot \mu)})$	0,331
$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha)$	0,867
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	14,61
$A_{adp}(\text{cm}^2)$	3HA16+3HA20 = 15,46

Pourcentages minimale d'après le RPA99 version 2003

$$A_{\min} = 0,5\% (b \cdot h) = 7,5\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pourcentage maximale d'après le RPA99 version 2003 :

$$A_{\max} = 4\% (b \cdot h) \text{ en zone courante} = 60\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \cdot h) \text{ en zone de recouvrement} = 90\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité:

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

$$A_s > A_{\min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armature transversales :

D'après le BAEL91

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi_l)\text{cm} = \min(1,42 ; 3 ; 16)$$

$$\text{On prend: } \phi_t = 8\text{mm}$$

D'après le RPA99 version 2003, la quantité d'armature transversales minimales est de :

$$A_t = 0,3\% \cdot S_t \cdot b$$

Pour les zones nodales :

$$S_t < \min(h/4 ; 1,2\phi_l) \rightarrow S_t < \min(12,5 ; 19,2)$$

$$\text{On adoptera un espacement de : } S_t = 10\text{cm}$$

Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 25\text{cm}$$

$$\text{Donc on adoptera un espacement de } S_t = 20\text{cm}$$

Ça donne :

$$S_t = 10\text{cm zone nodale: } A_t 0,3\%(10)(25) = 0,75\text{cm}^2$$

$$S_t = 20\text{cm zone nodale: } A_t 0,3\%(20)(25) = 1,50\text{cm}^2$$

On adopte 3HA8 = 1,51cm² avec un espacement dans :

$$\text{Zone nodale : } S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t = 20\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant:

L'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante:

$$V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$a = b - c - 2\text{cm} = 23\text{cm}$$

$$V_u \leq 0,267.23.30.25 = 4605,75\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification a l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau VII.8 Les données concernant l'effort tranchant :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	0,30	m
	Hauteur de la poutre	h	0,50	m
	Hauteur utile de la poutre	d	0,45	m
Matériau	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
Sollicitation	L'effort tranchant	V	182,00	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau VII.9 Vérification du cisaillement :

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$V_u/b.d$	τ	0,134	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$	τ_{ult}	2,5	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau < \tau_{ult}$	Condition vérifiée		

Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes :

Tableau VII.10 Les données à l'ELS :

Données			
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	2,1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	400	MPa
	Section d'acier tendu	17,72	cm ²
	Coefficient d'équivalence n	15	
	Coefficient $\eta = 1,6$ (pour acier à haute adhérence)	1,6	

Géométrie	Largeur de la poutre	30	cm
	Hauteur de la poutre	50	cm
	Hauteur utile de la poutre	45	cm

Tableau VII.11 Vérification des contraintes à l'ELS :

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	154,27
Position de l'axe neutre	$(b.y^2/2)-15.A_s.(d-y) = 0$	4,01
Moment d'inertie	$I = (b.y^3/3)+15.A_s.(d-y)^2$	109427,71cm ⁴
Coefficient	$k = M_{ser}/I$	140,97MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = k.y$	5,65MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15.k(d-y)$	86,67MPa
Vérification de la contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$	Condition vérifiée
Vérification de la contrainte dans l'acier	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = (f_e/\gamma_s)$	Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

Tableau VII.12 Les données concernant la flèche :

Données			
Hauteur de la poutre	h	50	cm
Hauteur utile de la poutre	d	45	cm
Largeur de la poutre	b	30	cm
Longueur de la poutre	L	5,9	m
Section d'acier tendue	A_s	17,72	cm ²
Moment en travée	M_t	216,12	KN.m
Moment isostatique	M_0	254,26	KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa

Tableau VII.13 Vérification de la flèche :

Vérification de la flèche			
$h/L > 1/16$	0,0847	0,0625	Condition vérifiée
$h/L > M_t/10.M_0$	0,0847	0,0849	Condition vérifiée
$A_s/b_0.d < 4,2.f_e$	0,0103	0,0105	Condition vérifiée

VII.2.b Etude des poutres secondaires (30x30) :

Ferrailage longitudinales :

En travée combinaison utilisée : 1,35G + 1,5Q :

Tableau VII.14 Les données en travée :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	0,30	m
	Hauteur de la poutre	h	0,30	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	0,27	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	0,03	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à 1,35G+1,5Q	M_u	104,05	KN.m
	Moment réduit limite	μ_L	0,392	

Tableau VII.15 Calcul du ferrailage en travée :

	Travée
$\mu_{bu} = M_u / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2$	0,335
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$	0,531
$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha)$	0,787
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	14,07
$A_{adp}(\text{cm}^2)$	3HA20+3HA16 = 15,46

En appuis (nappe inférieure) combinaison utilisée : 0,8G + E :

Tableau VII.16 Les données en appuis (nappe inférieure) :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	0,30	m
	Hauteur de la poutre	h	0,30	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	0,27	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	0,03	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à 1,35G+1,5Q	M_u	59,67	KN.m

	Moment réduit limite	μ_L	0,392
--	----------------------	---------	-------

Tableau VII.17 Calcul du ferrailage en appuis (nappe inférieure) :

	Appuis
$\mu_{bu} = M_u / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2$	0,192
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$	0,268
$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha)$	0,892
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	7,11
$A_{adp}(\text{cm}^2)$	1HA20+2HA16 = 7,16

En appuis (nappe supérieure) combinaison utilisée : G + Q + E :

Tableau VII.18 Les données en appuis (nappe supérieure) :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	0,30	m
	Hauteur de la poutre	h	0,30	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d	0,27	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	c	0,03	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	f_e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
	Contrainte de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à 1,35G+1,5Q	M_u	95,80	KN.m
	Moment réduit limite	μ_L	0,392	

Tableau VII.19 Calcul du ferrailage en appuis (nappe supérieure) :

	Appuis
$\mu_{bu} = M_u / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2$	0,308
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$	0,475
$\beta = 1 - (0,4 \cdot \alpha)$	0,809
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	12,60
$A_{adp}(\text{cm}^2)$	3HA16+3HA20 = 15,46

Pourcentages minimale d'après le RPA99 version 2003

$A_{min} = 0.5\% (b \cdot h) = 4,5\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

Pourcentage maximale d'après le RPA99 version 2003 :

$A_{max} = 4\% (b \cdot h)$ en zone courante = $36\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

$A_{max} = 6\%$ (b.h) en zone de recouvrement = $54\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_c = 0,98\text{cm}^2$$

$A_s > A_{min} \rightarrow$ Condition vérifiée

Armature transversales :

D'après le BAEL91

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi_l)\text{cm} = \min(0,85 ; 3 ; 16)$$

On prend: $\phi_t = 8\text{mm}$

D'après le RPA99 version 2003, la quantité d'armature transversales minimales est de :

$$A_t = 0,3\% . S_t . b$$

Pour les zones nodales :

$$S_t < \min(h/4 ; 1,2\phi_l) \rightarrow S_t < \min(7,5 ; 19,2)$$

On adoptera un espacement de : $S_t = 10\text{cm}$

Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 15\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15\text{cm}$

Ça donne :

$$S_t = 10\text{cm zone nodale: } A_t 0,3\% (10)(30) = 0,9\text{cm}^2$$

$$S_t = 15\text{cm zone nodale: } A_t 0,3\% (15)(30) = 1,35\text{cm}^2$$

On adopte 3HA8 = $1,51\text{cm}^2$ avec un espacement dans :

Zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant:

L'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante:

$$V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$a = b - c - 2\text{cm} = 25\text{cm}$$

$$V_u \leq 0,267.25.30.25 = 5006,25\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification a l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau VII.20 Les données concernant l'effort tranchant :

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b	0,30	m
	Hauteur de la poutre	h	0,30	m
	Hauteur utile de la poutre	d	0,27	m

Matériau	Contrainte du béton à 28 jours	f_{c28}	25	MPa
Sollicitation	L'effort tranchant	V	113,80	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau VII.21 Vérification du cisaillement :

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$V_u/b.d$	τ	0,140	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$	τ_{ult}	2,5	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau < \tau_{ult}$	Condition vérifiée		

Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes :

Tableau VII.22 Les données à l'ELS :

Données			
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	2,1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	400	MPa
	Section d'acier tendu	14,33	cm ²
	Coefficient d'équivalence n	15	
	Coefficient $\eta = 1,6$ (pour acier à haute adhérence)	1,6	
Géométrie	Largeur de la poutre	30	cm
	Hauteur de la poutre	30	cm
	Hauteur utile de la poutre	27	cm

Tableau VII.23 Vérification des contraintes à l'ELS :

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	68,43
Position de l'axe neutre	$(b.y^2/2)-15.A_s.(d-y) = 0$	13,76
Moment d'inertie	$I = (b.y^3/3)+15.A_s.(d-y)^2$	46797,72cm ⁴
Coefficient	$k = M_{ser}/I$	146,22MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = k.y$	2,01MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15.k(d-y)$	290,03MPa
Vérification de la contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$	Condition vérifiée

Vérification de la contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_s = (f_e/\gamma_s)$	Condition vérifiée
--	--	--------------------

Vérification de la flèche :

Tableau VII.24 Les données concernant la flèche :

Données			
Hauteur de la poutre	h	30	cm
Hauteur utile de la poutre	d	27	cm
Largeur de la poutre	b	30	cm
Longueur de la poutre	L	3,62	m
Section d'acier tendue	A _s	14,33	cm ²
Moment en travée	M _t	104,05	KN.m
Moment isostatique	M ₀	122,41	KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	f _e	400	MPa

Tableau VII.25 Vérification de la flèche :

Vérification de la flèche			
$h/L > 1/16$	0,0828	0,0625	Condition vérifiée
$h/L > M_t/10.M_0$	0,0828	0,0425	Condition vérifiée
$A_s/b_0.d < 4,2.f_e$	0,0176	0,0105	Condition vérifiée

VII.3 Etude des poteaux :

Ferrailage des poteaux :

La flexion composée

a) Définitions

Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle subit :

-Un effort normal N appliqué en son centre de gravité G₀ et un moment de flexion M_G par rapport à G₀

-Un effort normal N excentré par rapport au centre de gravité d'une quantité e, le moment induit vaut alors M_g = e.N

Selon les cas ; la section sera entièrement comprimée, partiellement comprimée (ou tendue) ou entièrement tendue.

b) Sollicitation à considérer

b.1) Flexion avec traction : on considère les sollicitations N_u et m effectivement obtenus à partir des combinaisons d'action relative au cas étudié

b.2) Flexion avec compression : les pièces étant comprimées il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué on notera dans la suite:

L : longueur de la pièce

L_f : longueur de flambement de la pièce

La longueur de flambement est celle d'une pièce supposée élastique articulée sur ses deux extrémités, qui présenterait même section et même contrainte critique d'Euler que la pièce supposée elle aussi élastique.

La valeur de L_f dépend des liaisons de la pièce qui peut être (par exemple) libre, articulée ou encastrée à chacun de ses extrémités. Il convient de l'évaluer avec prudence en raison des graves dangers que pourrait entraîner une sous-évaluation de cette valeur, il faut en particulier tenir compte de la plus ou moins grande souplesse des encastremets (rarement parfait) ainsi que des possibilités (fréquentes) des déplacements des extrémités perpendiculairement à l'axe longitudinal de la pièce . On notera:

H : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelle définies ci-après :

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrie initiales (après exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état-limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle :

$e_1 = M_{gu} / N_u$ en flexion composé, $e_1 = 0$ en compression centré ; par une excentricité totale de calcul : $e_{tot} = e_1 + e_a + e_2$

$e_a = \max (2\text{cm} ; L/250)$ et $e_2 = (3L_f^2/10000.h).(2 + \alpha.\varphi)$

Expression dans laquelle on désigne par :

α : le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ :

$\alpha = M_{perm} / (M_{perm} + M_{expl})$ ou $\alpha = 10 \times [1 - (M_u / 1,5.M_{ser})]$

$\alpha = 0,5$ si $M_i = 0$

φ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée : ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les excentricités additionnelles sont bien entendu à prendre dans les directions la plus défavorable ; en cas de flexion déviée, il est loisible de composer les excentricités obtenues suivant les deux axes principaux d'inertie.

Lorsque les actions variables figurant dans les combinaisons d'actions comportent une partie quasi permanente (se reporter à l'annexe D du règlement pour la définition et la valeur du coefficient Ψ_2), il convient d'introduire celle-ci dans le numérateur du coefficient α .

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :

N_u inchangé ; $M_{UG} = e_{tot} \cdot N_u$

b.3) Flexion composée avec compression justification à l'état limite ultime:

Définition de l'état-limite ultime :

-Si la section est entièrement comprimée et l'effort normal appliqué faible, il se peut que l'état-limite ultime ne soit pas atteint, on appliquera dans ce cas une section minimale d'armatures égale à 4cm par mètre linéaire de parement, le pourcentage A / B étant compris entre 0,2% et 5%.

-Supposons que l'effort soit tel que la déformation du béton ξ_{bc} soit égal à zéro sur une fibre extérieure et à 3,5 ‰ sur l'autre : pour obtenir cet état, il faut :

*Si $N_u < 0,81 \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$ et $e < 0,084 \cdot h$, l'état limite ultime n'est pas atteint et la section est entièrement comprimée ;

*Si $N_u < 0,81 \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$ et $e < 0,084 \cdot h$ (valeur inexacte, voir plus loin), l'état limite ultime est atteint, il faut des armatures et la section est entièrement comprimée ;

Si $N_u < 0,81 \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$ et $e < 0,084 \cdot h$, l'état limite ultime n'est pas atteint ; la déformation du béton n'atteignant pas 3,5 ‰, et la résultante des contraintes dans le béton n'est plus à $0,416 \cdot h$ de la fibre extrême et la valeur $0,084 \cdot h$ et donc inexacte ;

Le test consistant à comparer e à $0,084 \cdot h$ est donc inexact ; il faut utiliser le test global indiqué plus loin.

Si on a sur une fibre extrême $\xi_{bc} = 0$ et sur l'autre $\xi_{bc} < 3,5\text{‰}$ la résultante N_{bc} est excentrée de $e \cdot N_c$, cette valeur se calculant en fonction du coefficient de remplissage Ψ_1 .

Si on atteint $3,5\text{‰} < \Psi_1 = 0,81$, $N_{u \text{ limite}} = 0,81 \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$.

On détermine donc le rapport réel $\Psi_1 = N_u / (b \cdot h \cdot f_{bc})$ et, si $\Psi_1 < 0,81$, on en déduit $e \cdot N_c$ à l'aide du graphe.

Mode opératoire :

Les données sont les dimensions b et h (pour une section rectangulaire réelle ou fictive dans le cas des sections en T) et les sollicitations de calcul après pondérations et majorations N_u et M_u on cherche le coefficient de remplissage qu'on aurait si ξ_{bc} était nulle sur une fibre extrême :

*Si $\Psi_1 < 0,81$ on détermine (graphe) $e.N_C$ avec $e = M_U / N_U$:

** Si $e < e.N_C$: la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime peut ne pas être atteint (effort faibles);

*Si $\Psi_1 > 0,81$; l'état limite ultime est toujours atteint et on utilisera un autre coefficient qui sera défini plus loin.

Sections rectangulaires partiellement comprimées :

Pivot B : $\xi_{bc} 3,5\%$; $\xi_s\%$.

Le bilan des efforts agissant sur la section est le même qu'en flexion simple en ajoutant la compression N_U ; les équations d'équilibre sont donc :

$$N_U + A'_s \cdot \sigma'_s + 0,81 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{cb}$$

$$N_U \cdot e_a = A'_s \cdot \sigma'_s \cdot (d - d') + 0,81 \cdot \alpha \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cb} \cdot d(1 - 0,416\alpha)$$

On pose : $N_U + A_s \cdot \sigma_s = A_{Ls} \cdot \sigma_s$ et $M_{As} = N_U \cdot e_a$

M_{As} : le moment par rapport aux aciers A_s .

Les équations deviennent:

$$A_{Ls} \cdot \sigma_s = A'_s \cdot \sigma'_s + 0,81 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{cb}$$

$$M_{As} = A'_s \cdot \sigma'_s \cdot (d - d') + 0,81 \cdot \alpha \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cb} \cdot (1 - 0,416\alpha)$$

Ce sont les mêmes que celle de la flexion simple : tout problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{As} = N_u \cdot e_a$ on obtient une section fictive d'acier A_{Ls} dont on déduit la section réelle : $A_s = A_{Ls} - N_u / \sigma_s$

Cela est vrai pour le pivot A comme pour le pivot B, en utilisant le diagramme parabole-rectangle ou le diagramme rectangulaire simplifié. Lorsque l'introduction d'armatures comprimées est nécessaire, on a un problème à deux équations pour trois inconnues α , A_s et A'_s : il faut donc choisir α : on court seulement le risque d'obtenir une section d'armatures tendues A_s négative ce qui signifie que l'état limite ultime n'est pas atteint. Enfin, on appliquerait section minimales tendues : $A_{s \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c$

Exemple de calcul :

Poteau (30x30) :

$$N_u = 624,4 \text{KN}$$

$$M_{u2} = 10,14 \text{KN.m}$$

$$M_{u3} = 8,55 \text{KN.m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 \text{ avec :}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250) = \max(2\text{cm} ; 1,224) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = (3.L_f^2/10000).(2 + \alpha.\varphi) = (3.2,142^2/10000).(2 + 1) = 0,0041\text{m}$$

$$e_1 = M_u/N \rightarrow e_1 = M_{u2}/N = 0,0016\text{m} ; e_1 = M_{u3}/N = 0,0013\text{m}$$

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2 \rightarrow e_{\text{tot}} = 0,0016 + 0,02 + 0,0041 = 0,0257\text{m} ; e_{\text{tot}} = 0,0103 + 0,02 + 0,0041 = 0,0254\text{m}$$

$$\Psi = N_u/b.h.\bar{\sigma}_{bc} = 624,4.1000/300.300.14,2 = 0,49$$

$$\xi = (1 + \sqrt{(9 - 12.\Psi)})/(4.(3 + \sqrt{(9 - 12.\Psi)})) = 0,145$$

$$e_{NC} = \xi.h = 4,35\text{cm}$$

$$e_{\text{tot}} = 0,0257\text{m} < e_{NC} = 0,0435\text{m} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Calcul du moment fictif M_{AS} :

$$e_a = d - h/2 + e = 0,27 - 0,15 + 0,0257 = 0,1457\text{m}$$

$$M_{AS} = 8,55.0,1457 = 1,246 \text{KN.m}$$

Calcul d'une section fictive A_{Is} :

Le calcul d'une section fictive d'acier A_{Is} se fait comme le calcul en flexion simple.

$$M_{AS} = 1,246 \text{KN.m} \rightarrow A_{Is} = 0,13 \text{cm}^2$$

Calcul de la section réelle A_s :

$$A_s = A_{Is} - N/\bar{\sigma}_s = 5,87 - 37,3/348 = 0,026 \text{cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0,23.b.d.ft28 / f_e = 0,978 \text{cm}^2$$

Vérification :

*Pourcentage minimal d'après le RPA99 version 2003 :

$$0,9\%.b.h = 8,1 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_{\text{minRPA}} = 8,1 \text{cm}^2$$

*Pourcentage maximal d'après le RPA99 version 2003 :

$$4\%.b.h \text{ en zone courante } (A_{\text{max}} = 36 \text{cm}^2).$$

$$6\%.b.h \text{ en zone de recouvrement } (A_{\text{max}} = 54 \text{cm}^2).$$

*Choix des sections commerciales des armatures tendues :

$$A_s = 8,1 \text{cm}^2 \rightarrow A_{\text{sréel}} = 12\text{HA}14 = 18,47 \text{cm}^2$$

*Armatures transversales:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $A_t/t = (\rho_a.V_u)/(h_1.f_c)$ avec :

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

V_u : effort tranchant

h_1 : hauteur total de la section brute

D'où S_t : espacement des armatures tendues dont la valeur maximale est fixée comme suit:

*Dans la zone nodale :

$$t \leq 10\text{cm} \rightarrow t = 10\text{cm}$$

*Dans la zone courante :

$$t' \leq \min(b_1/2, h_1/2 ; 10 \cdot \phi_l) \rightarrow t' = 14\text{cm}$$

Remarque : ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales.

ρ_α : coefficient correcteur qui tient compte de la rupture par effort tranchant, en fonction de l'élançement géométrique.

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_\alpha = 2,5$$

$$\lambda_g \leq 5 \rightarrow \rho_\alpha = 3,75$$

$$\text{On a : } \lambda_g = l_f/b = 7,14 \rightarrow \rho_\alpha = 2,5$$

$$V_u = 26,70\text{KN}$$

$$A_t = (2,5 \cdot 26,70 \cdot 10^3 \cdot 100) / (300 \cdot 400) = 55,63\text{mm}^2$$

$$A_t = (2,5 \cdot 26,70 \cdot 10^3 \cdot 150) / (300 \cdot 400) = 83,44\text{mm}^2$$

On adopte :

Pour la zone nodale $A_t = 0,20\text{cm}^2$ soit 2HA8 = 1,01cm²

Pour la zone courante $A_t = 0,20\text{cm}^2$ soit 2HA8 = 1,01cm²

Section minimal des armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ on a : $A_t/t \cdot b \cdot l = 0.3\%$

Dans la zone nodale : $A_{t\min} = 1,05\text{cm}^2 > 1,01 \rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$

Dans la zone courante : $A_{t\min} = 1,02\text{cm}^2 > 1,01 \rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$

Vérification du poteau :

Etat limite ultime de résistance :

Influence de l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle est égale à :

$$\text{*Selon BAEL91 : } \tau_u = V_u/b \cdot h = (26,70 \cdot 10^3) / (300 \cdot 300) = 0,29 < \tau_u = 3,33\text{MPa}$$

$$\text{*Selon le RPA99 version 2003 : } \tau_u = V_u/b \cdot h = 0,29 < \tau_u = \rho_d \cdot f_{c28} = 1,875\text{MPa}$$

τ_u : contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique

$$\text{Et : } \rho_d = 0,075 (\lambda_g \geq 5)$$

Section maximale :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 36\text{cm}^2$$

*Espacement des armatures transversales :

En zone nodale :

$$\phi_{\min} = 1,4\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(10 \cdot \phi_{\min} ; 15) = \min(14\text{cm} ; 15\text{cm})$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale.

En zone courante:

$$S_t \leq 15 \cdot \phi_{\min}$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$ en zone courante.

*Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50 \cdot \phi_{\min} = 50 \cdot 1,4 = 70\text{cm}$$

Etat limite de service :

Il faut vérifier la condition de contrainte dans le béton :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = N_s / (5 \cdot BG + 15 \cdot A_s) = 2007 / (5 \cdot BG + 15 \cdot A_s) = 0,27\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

Remarque : pour le cas de la fissuration peu préjudiciable, le règlement BAEL91 ne prévoit pas de vérification pour la contrainte des aciers σ_s .

Calcul du ferrailage des poteaux restants suivant les mêmes étapes :

Tableau VII.26 Calcul du ferrailage des poteaux restants :

	(35x35)	(40x40)	(45x45)	(50x50)	(55x55)	
$N_u(\text{KN})$	919,9	1526,5	2165,0	2841,7	3184,4	
$M_{u2}(\text{KN.m})$	11,58	8,91	6,62	7,97	1,50	
$M_{u3}(\text{KN.m})$	12,79	14,49	14,48	14,19	3,88	
$V_u(\text{KN})$	31,2	39,90	38,80	31,4	11,70	
$M_{As}(\text{KN.m})$	2,277	2,681	2,968	3,187	2,861	
$A_{Is}(\text{cm}^2)$	0,21	0,21	0,21	0,20	0,16	
$A_{s\min}(\text{cm}^2)$	1,33	1,74	2,20	2,71	3,29	
% des armatures minimales	11,025	14,4	18,23	22,50	27,23	
% des armatures	Zone courante	49	64	81	100	121

maximales	Zone nodale	73,5	96	121,5	150	181,5
$A_{sr\acute{e}el}(cm^2)$		12HA14 = 18,47	12HA14 = 18,47	12HA14 = 18,47	12HA16 = 24,13	4HA20 + 8HA16 = 28,65
$A_t(cm^2)$	Zone courante	55,71	62,34	80,83	58,87	13,29
	Zone nodale	83,57	93,52	121,25	88,31	19,94
$A_{tr\acute{e}el}(cm^2)$	Zone courante	2HA8 = 1,01	2HA8 = 1,01	2HA8 = 1,01	2HA8 = 1,01	2HA8 = 1,01
	Zone nodale	2HA8 = 1,01	2HA8 = 1,01	2HA10 = 1,57	2HA8 = 1,01	2HA8 = 1,01
$A_{tmin}(cm^2)$	Zone courante	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01
	Zone nodale	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01
τ_u RPA99		1,875	1,875	1,875	1,875	1,875
τ_u BAEL91		0,25	0,24	0,19	0,13	0,038
$A_{max}(cm^2)$		49	64	81	100	121
Espacement des armatures transversales (cm)	Zone courante	20	20	20	20	20
	Zone nodale	10	10	10	10	10
$L_r(cm)$		70	70	70	80	80

VII.4 Calcul des voiles :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferraillements sont composés d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

Procédé de calcul :

Le calcul des sections d'aciers des voiles à l'aide du logiciel ETABS suit les étapes suivantes :

- *Détermination de l'effort normal maximum de traction N, dans une section du voile.
- *Tant que l'effort N est donné par mètre linéaires, la section calculée c'est en mètre linéaire aussi.
- *Calcul de la section minimale pour une bande de 1 mètre linéaire.
- *Après on détermine la section d'armatures pour un seul élément du voile, en multipliant la section calculée par la longueur d'élément.

Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous:

- *Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- *Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- *Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- * Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- *A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- *Les armatures verticales sont déterminées par les étapes définies ci –dessous :

1. On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_1 = N/A - MV/I$$

$$\sigma_2 = N/A + MV'/I$$

Avec :

A : section du béton.

V, V' : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

I : moment d'inertie du trumeau.

2. On détermine les efforts agissant dans chaque bande et la section d'armatures pour chaque section et cela suivant les cas :

1^{er} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

2^{ème} cas : Section partiellement comprimée(S.P.C)

3^{ème} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Aciers horizontaux :

*Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

*Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ .

Armatures de coutures:

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est calculée par la formule suivante :

$$A_{VJ} = (1,1V/f_e) \text{ avec : } V = 1,4.V$$

Cette quantité d'armatures doit être ajoutée à la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction.

Combinaison d'action :

Les combinaisons sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

*Selon le BAEL91 : $-1,35G + 1,5Q$

$$- G + Q$$

*Selon le RPA99 : $- G + Q + E$

$$- 0,8G + E$$

On utilisera les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par ETABS.

Ferrailage minimale :

Selon le RPA99 version 2003 :

-Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section du béton tendu.

-Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

*Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.

*En zone courante égale 0.10%.

Espacement:

L'espacement horizontal et vertical des barres doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs:

$$S_t \leq 1,5.e ; S_t \leq 30\text{cm}$$

Vérification des contraintes :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = V_u/b.d \leq \tau_u = 0,28f_{c28}$$

Vérification de la contrainte de compression du béton :

Selon les règles de conception et de calcul des parois et murs en béton :

La contrainte de compression admissible est: $\sigma'_b = \rho' . b . \sigma'_{28}$

La valeur de fraction est au plus égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$- 0,45 . \delta . \alpha . \gamma$$

$$- 0,50 . \alpha . \beta . \gamma . \delta$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma = N_{ser}/(B+15A) \leq \sigma_b = 0,6 . f_{c28}$$

Avec :

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptée.

Calcul du ferrailage du voile :

Tableau VII.27 Les données des voile :

Données				
Géométrie	Largeur du voile	b	0,20	m
	Longueur du voile	L	5,90	m
	Surface	A	1,18	m ²
	Moment d'inertie	I	3,422	m ⁴
Matériaux	Contrainte d'acier utilisé	f _e	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28}	25	MPa
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitations	Moment	M	1286,70	KN.m
	Effort normal	N	663,35	KN
	Effort tranchant calculé V	V	321,68	KN
	Effort tranchant V' = 1,4V	V'	450,35	KN

Calcul des contraintes :

Tableau VII.28 Calcul des contraintes :

$\sigma_{1,2} = N/A + M.X_G/I$	- 0,522	MPa
	1,125	MPa

La section est partiellement tendue.

$$L_a = (\sigma_1 / \sigma_1 + \sigma_2) = 0,865\text{m}$$

Volume des contraintes pour la zone tendue :

$$T = e \cdot \sigma_1 \cdot L_a / 2 = 0,045\text{MN}$$

Détermination de la section des aciers :

Tableau VII.29 Calcul du ferrailage longitudinal :

Section théorique de l'acier	$A_s = T \cdot \gamma_s / f_e$	16,88	cm ²
Section des armatures de couture	$A_{vj} = 1,1 \cdot V / f_e$	0,88	cm ²
Section des armatures totales	$A_{tot} = A_s + A_{vj} \cdot L_a / L$	17,01	cm ²
Section minimale	$A_{smin} = 0,2\% L_T \cdot e$	3,46	cm ²
Section adoptée	15HA14 = 23,09		cm ²

Détermination de la section des armatures horizontales :

Tableau VII.30 Calcul du ferrailage horizontal :

Section minimale globale	$A_{min} = 0,15\% \cdot L \cdot e$	17,7cm ²
En zone courante	$A_{min} = 0,10\% \cdot L \cdot e$	11,8cm ²

Espacement :

Selon RPA99 version 2003 :

$$S_t \leq (1,5e ; 30\text{cm}) \text{ soit } S_t = 10\text{cm.}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$\text{Effort tranchant } V' = 1,4V = 450,35 \text{ KN}$$

Tableau VII.31 Vérification du cisaillement :

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangentielle	$V' / b \cdot d$	τ_u	4,017	MPa
Contrainte tangentielle limite	$0,2f_{c28}$	τ_u	5	MPa
Vérification	$\tau_u \leq \tau_u$	4,017 < 5 → Condition vérifiée		

Vérification de la contrainte de compression du béton :

Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = 663,53\text{KN}$$

Tableau VII.32 Vérification à l'ELS :

Vérification à l'ELS				
Contrainte du béton	σ_b	$N_{ser} / (B + 15A_s)$	0,0546	MPa

Contrainte du béton admissible	$\bar{\sigma}'_b$	$0,6.f_{c28}$	15	MPa
Vérification de la contrainte	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}'_b$		Condition vérifiée	

Toutes les conditions sont vérifiées, le ferrailage calculé est maintenu.

VIII.1 Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelle sont transmises toutes les supportées par l'ouvrage. Soit directement (cas des semelles sur : le sol ou cas des radier soit par l'intermédiaire d'autre organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage. Il existe plusieurs types des fondations:

➤ Fondation superficielle :

*Semelle isolée

*Semelle filante

*Radier générale

➤ Fondation profondes (semelle sous pieux).

Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure. Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

*Un effort normal, charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;

*Une force horizontale résultante, par exemple, l'action du vent ou du séisme qui peut être variable en grandeur et en direction ou dynamique ;

*Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol/structure.

Classification de la fondation :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'il supporte sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges, surcharge et la résistance du terrain à savoir :

a) Lorsque les couche de terrains capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielle (semelle isolées, filantes et radier général).

b) Lorsque les couches de terrain capable l'ouvrage sont a une grande profondeur plus ou moins importante on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Choix de type de fondation :

Pour le choix de type de fondation à prévoir on est amené à prendre en considération :

*Le poids de la structure ;

*La capacité portante de sol ;

- *L'économie dans la réalisation ;
- *La facilité et la rapidité d'exécution ;
- *Stabilité total de l'ouvrage ;
- *Type d'ouvrage à construire.

VIII.2 Détermination du type de fondation :

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure et vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un radier général.

a .Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

b. Epaisseur du radier {la nervure la dalle} :

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq L_{\max} / 10$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 5,9\text{m}$ ».

D'où : $h_n \geq 59\text{cm}$

h_d : l'épaisseur de la dalle

$$h_d \geq L_{\max} / 20$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{\max} = 5,9\text{m}$ ».

D'où : $h_d \geq 29,5\text{cm}$

1^{ère} proposition : $h_n = 60\text{ cm}$ $h_d = 30\text{ cm}$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de h_n et h_d .

2^{ème} proposition : $h_n = 100\text{ cm}$ $h_d = 50\text{ cm}$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de h_n et h_d .

3^{ème} proposition : « Le choix : $h_n = 180\text{cm}$, $h_d = 80\text{cm}$ ».

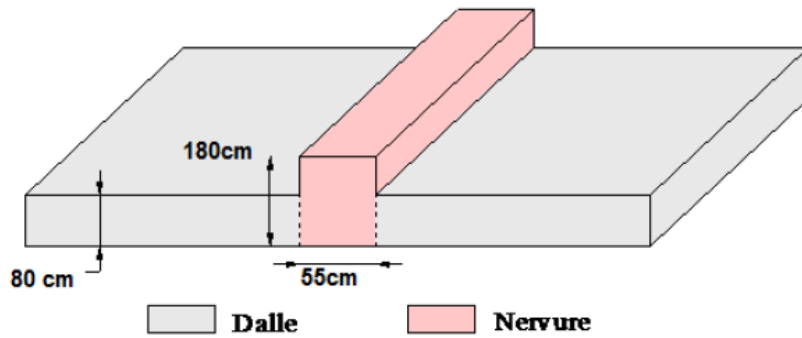


Figure VIII.1 Dimensions du radier

c. Vérification au poinçonnement :

La condition du poinçonnement est vérifiée si : $Q_U \leq 0,045 \cdot U_C \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

Avec :

$$Q_U = 1274,32 \text{ KN} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ;$$

$$U_C = (u + h) \cdot 4 = (55 + 180) \cdot 4 = 940 \text{ cm}$$

$$\text{Charge limite } Q_{ul} = 0,045 \cdot U_C \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 5640 \text{ KN}$$

$$Q_U = 1274,32 \text{ KN} < Q_{ul} = 5640 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Débordement « D » :

$$D \geq \max(h_n/2 ; 30) = 90 \text{ cm}$$

On adopte : $D = 1,50 \text{ m}$

e. Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar}$. La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = z_{max} \cdot K$$

$$\sigma_{b2} = F_z / S_r$$

Avec :

z_{max} : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par SAP2000.

$$z_{max} = 3,570 \times 10^{-3} \text{ m}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol ».

$$K = 3,56 \text{ Kg/cm}^3$$

F_z : réaction totale de la structure à l'ELS obtenue par Sap2000.

$$F_z = 70537,979 \text{ KN}.$$

S_r : Surface du radier.

$$S_r = 622,048 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{b1} = z_{max} \cdot K = 0,00357 \cdot 356 = 1,271 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = F_z/S_r = 70537,979/622,048 = 1,13\text{bar} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5\text{bar}$$

VIII.3 Etude de la dalle :

Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 0,8×1,00 »m² et en deux directions, l'une suivant x-x et l'autre suivant y-y.

En travée :

Calcul du ferrailage en travée :

Tableau VIII.1 Calcul du ferrailage de la dalle :

	x-x	y-y
M(KN.m)	542,22	627,39
μ_{bu}	0,073	0,085
d(cm)	72	72
α	0,094	0,111
β	0,962	0,955
$A_{st}(\text{cm}^2)$	22,49	26,21
$A_{\text{min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	8,69	8,69
$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	7HA16 fil+7HA14 ref = 24,85	7HA16 fil+7HA16 ref = 28,15

Vérification à l'ELS :

Le moment maximum en travée $M_{t\text{max}} = 173,13\text{KN.m}$

Il faut vérifier que : $\alpha \leq ((\gamma - 1)/2) + (f_{c28}/100)$:

Avec : $\gamma = M_u/M_s = 627,39/173,13 = 3,62$

$\alpha = 0,111 \leq 1,56 \rightarrow$ Condition vérifiée

En appuis :

Suivant les mêmes étapes, on détermine le ferrailage en appui, et on trouve :

$A_{sx} = 18,28\text{cm}^2 \rightarrow$ Le choix : « $A_{st} = 7\text{HA16 fil}+7\text{HA14 ref} = 24,85\text{cm}^2/\text{ml}$ ».

$A_{sy} = 18,41\text{cm}^2 \rightarrow$ Le choix : « $A_{st} = 7\text{HA16 fil}+7\text{HA14 ref} = 24,85\text{cm}^2/\text{ml}$ ».

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = V/b.d = 391.10^{-3}/1.0,72 = 0,54\text{MPa}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\tau_{ul} = \min(0,15.f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_{ul} = 2,5\text{MPa} \geq \tau_u = 0,54\text{MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifiée

Calcul de l'espacement :

D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9.d ; 40) \rightarrow S_t \leq \min(64,8 ; 40)$$

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

VIII.4 Etude de la nervure :

Ferraillage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionné dans la figure suivant :

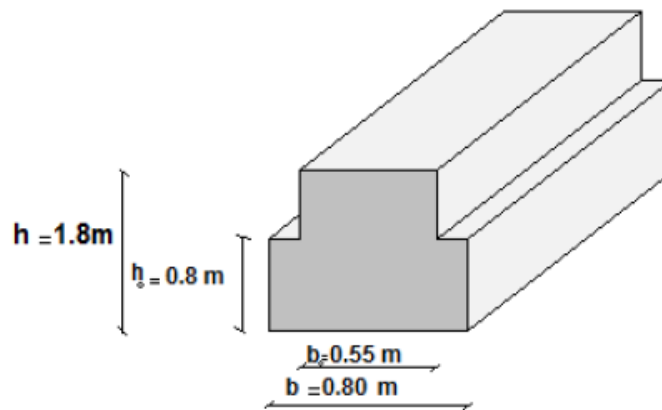


Figure VIII.2 Dimensions de la nervure

Ferraillage longitudinale :

ELU :

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 423,81\text{KN.m}$.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

On a: $b = 0,80\text{m}$; $h_0 = 0,80\text{m}$; $d = 0,9 \times h = 1,62\text{m}$; $f_{bc} = 14,2\text{MPa}$

$$M_t = 0,80 \times 0,8 \times 14,2 \times (1,62 - 0,80/2) = 11,09\text{MN.m}$$

$M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire de dimensions (b x h).

Tableau VIII.2 Calcul du ferraillage de la nervure :

	En travée	En appuis
M(KN.m)	423,81	437,21
μ_{bu}	0,014	0,021
d	1,62	1,62
α	0,017	0,026
β	0,992	0,989
$A_{st}(\text{cm}^2)$	7,58	7,84

$A_{\min}(\text{cm}^2)$	15,64	10,76
$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	8HA16 = 16,08	8HA14 = 12,32

Vérification à l'ELS :

a. En travée :

Le moment maximum en travée $M_{\text{tmax}} = 314,63\text{KN.m}$

Il faut vérifier que : $\alpha \leq ((\gamma - 1)/2) + (f_{c28}/100)$

Avec : $\gamma = M_u/M_s = 423,81/314,63 = 1,34$

$\alpha = 0,017 \leq (1,34 - 1)/2 + (25/100) = 0,42 \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

b. En appuis :

Le moment maximum en travée $M_{\text{amax}} = 227,09\text{KN.m}$

Il faut vérifier que : $\alpha \leq ((\gamma - 1)/2) + (f_{c28}/100)$

Avec : $\gamma = M_u/M_s = 437,21/227,09 = 1,92$

$\alpha = 0,026 \leq (1,92 - 1)/2 + (25/100) = 0,71 \rightarrow$ Condition vérifiée

L'armature calculée à l'ELU sera maintenue.

Ferraillage transversal :

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = V_u/b.d = 329,13 \cdot 10^{-3}/0,55 \cdot 1,62 = 0,37\text{MPa}$

Fissuration très préjudiciable :

$\tau_{ul} = \min(0,15 \cdot f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$\tau_{ul} = 2,5\text{MPa} \geq \tau_u = 0,37\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Calcul du diamètre des armatures transversales :

$\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi_i ; b_0/10) ;$

Avec :

$\phi_i = 1,4$ cm (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$\phi_t \leq \min(5,14 ; 1,4 ; 5,5) ; \phi_t \leq 14\text{mm}$

On choisi : $\phi_t = 10\text{mm}$

Calcul de l'espacement :

Vérification selon le RPA99 version 2003 :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_t ; 30) \rightarrow S_t \leq \min(45 ; 16,8 ; 30)$

Dans la zone courante : $S_t \leq (h/2) \rightarrow S_t \leq 90$

Avec :

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

On choisi :

Dans la zone nodale : $S_t = 15\text{cm}$

Dans la zone courante : $S_t = 20\text{cm}$

Conclusion générale :

L'étude de ce projet m'a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui m'ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude que j'ai faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général du fait de l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, j'espère que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Annexes

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho =$ l_x/l_y	$\nu = 0$		$\nu = 0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$\nu = 0$		$\nu = 0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.83	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

Annexe 2

Valeurs de M1 et M2 pour $\rho = 0,8$

		u/l_x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
		v/l_x											
Valeur de M1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077	
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077	
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075	
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073	
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069	
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066	
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061	
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057	
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,102	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053	
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049	
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045	
Valeur de M2	0,0	—	0,282	0,237	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095	
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083	
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070	
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061	
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058	
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047	
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043	
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038	
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033	
	0,9	0,055	0,53	0,057	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029	
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027	

Annexe 3

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

Bibliographie

- Règlements :

[1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

[2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

[3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

[4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

- Mémoires de fin d'étude :

[1] Mémoire de fin d'études, étude d'un bâtiment R+12 à usage d'habitation contreventé par un système mixte voiles/portiques, université Abderrahmane MIRA-Béjaia, promotion 2015/2016.

[2] Mémoire de fin d'études, étude d'un bâtiment R+8+sous-sol à usage d'habitation contreventé par un système mixte voiles/portiques, université Abderrahmane MIRA-Béjaia, promotion 2012/2013.

[3] Mémoire de fin d'études, étude d'un bâtiment 2 sous-sol+R+9 à usage multiple, université Abou Bakr Belkaid-Tlemcen, promotion 2011/2012.

[4] Mémoire de fin d'étude, étude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation, université Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi, promotion 2012/2013.

- Logiciels :

[1] ETABS 9 (analyse des structures).

[2] AUTOCAD 2010 (dessin).

[3] EXCEL 2007 (calcul).

[4] WORD 2007 (traitement du texte).

[5] PhotoScape (traitement des images).

[6] RDM6 (calcul).

[7] SOCOTEC (calcul).

[8] SAP2000 (analyse).