

République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed El Bachir Elibrahimi – Bordj Bou Arreridj

جامعة محمد البشير الإبراهيمي

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Génie Civil



Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLOME DE : (Master)

Filière : Génie Civil

Option : Structure

THÈME:

Etude d'un bâtiment R+8 contreventement mixte voile et portique

Préparé par : Deboucha Mounir

Ben Sadi Khaled

Soutenu le :06 -07-2019

Devant le jury :

Encadreur : Mr MERABTI Belgacem

Président : Mr NOULAmmar

Examineur : Mr DJOUDI .Larbi

Examineur : Mr MAZOUZ.Badis

Année Universitaire 2018-2019

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur **MR. MERABTI** pour tous les conseils, supports et l'aide qu'ils nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les détails répartis.

Nous adressons des chaleureux remerciements à tous les travailleurs des Bureaux CTC EST (agence BBA et M'sila) pour leur disponibilité et surtout leurs judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexions.

Nous exprimons tout notre respect et remerciements à Mesdames et Messieurs les membres de jurys qui nous feront l'honneur d'examiner et de juger ce modeste travail.

Enfin, nous remercions tous nos amis surtout **HAKIM**, **WALID** et **HADJER** qui nous ont soutenus et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire

Dédicace

Nous dédions cet humble travail en témoignage de non profonds respects, et toute nos gratitude

A nos très chers parents envers le soutien, les sacrifices et tous les efforts qu'ils ont fait pour notre éducation ainsi que nos formations

Nos chères sœurs et frères,
A nos meilleurs amis de la promotion,

Et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce mémoire.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus (08) étages, implanté dans la wilaya de M'sila. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA93), cette étude se compose de six parties :

1. La première partie : description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux,
2. La deuxième partie : pré dimensionnement de la structure et descente des charges.
3. La troisième partie : étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).
4. La quatrième partie : étude dynamique de la structure, entamée par logiciel robot 2017 afin de déterminer les différentes sollicitations
5. La cinquième partie : étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles,)
6. La sixième partie : étude de l'infrastructure

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, robot , RPA99 modifié 2003, CBA 93 , structure

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى (08) طابقًا ، ويقع في ولاية المسيلة. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية IIa وفقًا لإصدار RPA99 2003. باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و CBA93) ، تتكون هذه الدراسة من ستة أجزاء:

- الجزء الأول يبدأ بوصف عام للمشروع مع عرض لخصائص المواد ،
- الجزء الثاني البعد المسبق للهيكل ونزول الأحمال.
- الجزء الثالث يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية
- الجزء الرابع يتضمن الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج التحليل الانشائي (robot)
- الجزء الخامس يتم فيه احتساب دراسة العناصر المقاومة للهيكل
- الجزء السادس يشمل دراسة البنية التحتية للهيكل

كلمات البحث : بناء ، الخرسانة المسلحة ، RPA99 v2003 ، CBA 93 ، هيكل

Abstract

This project presents a detailed study of a residential building consisting of a ground floor plus (08) floors, located in the wilaya of M'sila. This region is classified as seismic zone IIa according to RPA99 version 2003.

Using the new rules for calculating and verifying reinforced concrete (RPA99V2003 and CBA93), this study consists of six parts:

The first begins the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials,

Then the pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads in the second part.

The third part aims to study secondary elements (beams, stairs, acroterium, balcony, elevator, and solid slab).

The dynamic study of the structure was started in the fourth part by robot software 2017 in order to determine the different loads due to loads (permanent load, operating and seismic load).

The study of the resistant elements of the structure (posts, beams, sails,) will be calculated in the fifth part.

In the end the study of the infrastructure in the last part (write off general)

Keywords:

Building, reinforced concrete, robot, modified RPA99 2003, CBA 93, structure

Liste de figures

FIGURE I-1 DIAGRAMMES DEFORMATIONS –CONTRAINTES	20
FIGURE I-3 DIAGRAMME DEFORMATIONS- CONTRAINTES ACIER	22
FIGURE I-4 DIAGRAMME DE DEFORMATION D'UNE SECTION EN BETON ARME	22
FIGURE II-1 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES NERVURES	27
FIGURE II-2 LES DIMENSIONS DES POUTRES	27
FIGURE II-3 DIMENSIONS DES POTEAUX	28
FIGURE II-4 PRE –DIMENSIONNEMENT DES VOILES	29
FIGURE II-5 LES COMPOSENT DES ESCALIER	30
FIGURE II-8 MURS EXTERIEURS	33
FIGURE II-9 L'ACROTERE :	34
FIGURE II-10 LA DEGRESSION DES CHARGES	36
FIGURE II-13 POTEAU D'ANGLE	41
FIGURE III-1 SOLLICITATION L'ACROTERE	50
FIGURE III-2 FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	53
FIGURE III-3 LE BALCON	53
FIGURE III-4 FERRAILLAGE DE BALCON	56
FIGURE III-5 SCHEMA STATIQUE L'ESCALIER TYPE 1	56
FIGURE III-6 SCHEMA STATIQUE ESCALIER TYPE 2	59
FIGURE III-7 FERRAILLAGE DES ESCALIERS	64
FIGURE III-8 POUTRE DE PALIER	70
FIGURE III-9 SCHEMA STATIQUE DE POUTRELLE	70
FIGURE III-10 DIAGRAMME ETAGE TERRASSE ELU	73
FIGURE III-11 DIAGRAMME ETAGE TERRASSE ELS	73
FIGURE III-12 DIAGRAMME ETAGE COURANT ELU	74
FIGURE III-13 DIAGRAMME ETAGE COURANT ELS	75
FIGURE III-14 DIAGRAMME ETAGE SERVICE ELU	76
FIGURE III-15 DIAGRAMME ETAGE SERVICE ELS	77
FIGURE III-16 DEMONTIONS DES POUTRELLES	77
FIGURE III-17 FERRAILLAGE DE POUTRELLE	85
FIGURE III-18 SCHEMA FERRAILLAGE DALLE COMPRESSION	86
FIGURE III-19 DALLE PLAINE 3 APPUIS	88
FIGURE III-20 DALLE PLAINE 4 APPUIS	90
FIGURE III-21 DALLE D'ASCENSEUR	95
FIGURE IV-1 MODELISATION DE STRUCTURE	101
FIGURE IV-2 DISPOSITION DES VOILES	102
FIGURE IV-3 DEPLACEMENT SENS X-X	104
FIGURE IV-4 DEPLACEMENT SENS Y-Y	105
FIGURE V-1 ZONE NODALE DE POTEAU	110
FIGURE V-2 SECTION DE POTEAU	116
FIGURE V-3 FERRAILLAGE DE POTEAUX RDC	119
FIGURE V-4 FERRAILLAGE DES POUTRE	126
FIGURE V-5 DIAGRAMME DES CONTRAINTES	129
FIGURE V-6 FERRAILLAGE DE VOILE VX1	132
FIGURE VI-1 SEMELLE ISOLEE	133
FIGURE VI-2 FERRAILLAGE DALLE DE RADIER	138
FIGURE VI-3 FERRAILLAGE DE NERVURE DE RADIER	140

Liste de tableaux

TABLEAU I-1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE	17
TABLEAU I-2 DOSAGE ET COMPOSITION DU BETON	19
TABLEAU I-3 CARACTERISTIQUES DES ACIERS	21
TABLEAU II-1 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES NERVURES	27
TABLEAU II-2 PRE –DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	28
TABLEAU II-3 PRE –DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	29
TABLEAU II-4 PRE –DIMENSIONNEMENT DES VOILES	30
TABLEAU II-5 PRE –DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	31
TABLEAU II-6 PLANCHER TERRASSE	31
TABLEAU II-7 PLANCHER ETAGE COURANT	32
TABLEAU II-8 MURS EXTERIEURS	32
TABLEAU II-9 MURS INTERIEURS	33
TABLEAU II-10 BALCON D’ETAGE COURANT	33
TABLEAU II-11 BALCON TERRASSE	33
TABLEAU II-12 PAILLASSE:	34
TABLEAU II-13 PALIER	35
TABLEAU II-14 TABLEAU RECAPITULATIF	35
TABLEAU II-15 DESCENTE DES CHARGES - POTEAU INTERMEDIAIRE	39
TABLEAU II-16 DESCENTE DES CHARGES - POTEAU DE RIV	41
TABLEAU II-17 DESCENTE DES CHARGES -POTEAU D’ANGLE	44
TABLEAU II-18 VERIFICATION A LA RESISTANCE	44
TABLEAU II-19 VERIFICATION AU FLAMBEMENT	46
TABLEAU II-20 VERIFICATION VIS-A-VIS DU RPA99	47
TABLEAU III-1 SOLLICITATIONS DE L’ACROTERE	51
TABLEAU III-2 .EVALUATION DES CHARGES DES BALCONS	54
TABLEAU III-3 CALCUL DES MOMENTS	54
TABLEAU III-4 TYPE 1	56
TABLEAU III-5 TYPE 2	59
TABLEAU III-6 FERRAILLAGE DES ESCALIERS	60
TABLEAU III-7 EVALUATION DES CHARGES DE PLANCHER	70
TABLEAU III-8 DES SOLLICITATIONS ELU	72
TABLEAU III-9 DES SOLLICITATIONS ELS	73
TABLEAU III-10 DES SOLLICITATIONS ELU	74
TABLEAU III-11DES SOLLICITATIONS ELS	74
TABLEAU III-12 DES SOLLICITATIONS ELU	75
TABLEAU III-13 DES SOLLICITATIONS ELS	76
TABLEAU III-14SOLLICITATIONS DES POUTRELLES	77
TABLEAU III-15 DES ARMATURES TRANSVERSALES	79
TABLEAU III-16 FERRAILLAGE DES POUTRELLES	84
TABLEAU III-17 VERIFICATIONS DES EFFORTS TRANCHANTS	84
TABLEAU III-18 VERIFICATION DES CONTRAINTS	84
TABLEAU III-19 VERIFICATION DE LA FLECHE	85
TABLEAU III-20 FERRAILLAGE DALLE PLAN TROIS APPUIS	87
TABLEAU III-21 VERIFICATION DES CONTRAINTES	88
TABLEAU III-22 SOLLICITATION DALLE PLEINE	88

TABLEAU III-23 FERRAILLAGE DALLE PLAN QUATRE APPUIS	89
TABLEAU III-24 VERIFICATION DES CONTRAINTES	90
TABLEAU III-25 FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR	91
TABLEAU III-26 VERIFICATION DES CONTRAINTES	92
TABLEAU III-27 FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR	93
TABLEAU III-28 VERIFICATION DES CONTRAINTES	95
TABLEAU IV-1 COEFFICIENTS D'ACCELERATION A	98
TABLEAU IV-2 FACTEUR DE QUALITE « Q »	98
TABLEAU IV-3 COEFFICIENT D'AMORTISSEMENT CRITIQUE	99
TABLEAU IV-4 TABLEAU RECAPITULATIF	100
TABLEAU IV-5 VERIFICATION DE LA PERIODE	102
TABLEAU IV-6 VERIFICATION DES FORCES SISMIQUES	103
TABLEAU IV-7 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS X-X	104
TABLEAU IV-8 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS Y-Y	105
TABLEAU IV-9 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ	106
TABLEAU IV-10 VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE	107
TABLEAU V-1 LES SECTIONS DES ARMATURES LONGITUDINALES	110
TABLEAU V-2 LES SOLLICITATIONS DE CALCUL	110
TABLEAU V-3 FERRAILLAGE DES POTEAUX	118
TABLEAU V-4 VERIFICATIONS DE L'EFFORT TRANCHANT	123
TABLEAU V-5 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE	123
TABLEAU V-6 FERRAILLAGE DES POUTRES	124
TABLEAU V-7 SOLLICITATIONS DES VOILES	128
TABLEAU V-8 FERRAILLAGE DES VOILES	131
TABLEAU VI-1 FERRAILLAGE LA DALLE DU RADIER	137
TABLEAU VI-2 VERIFICATION CONTRAINTE DE BETON	138
TABLEAU VI-3 FERRAILLAGE DE NERVURE DE RADIER	139

List de Symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone.
A_s: Aire d'une section d'acier.
A_t : Section d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton.
∅ : Diamètre des armatures
Q : Charge d'exploitation.
γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
δ_s : Contrainte de traction de l'acier.
δ_b : Contrainte de compression du béton.
δ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
δ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
τ : Contrainte tangentielle.
β : Coefficient de pondération.
δ_{sol}: Contrainte du sol.
G : Charge permanente.
ξ : Déformation relative.
V₀: Effort tranchant a la base.
E.L.U : Etat limite ultime.
E.L.S : Etat limite service.
N_{ser}: Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
T : Effort tranchant, Période.
St : Espacement.
λ : Elancement.
e : Epaisseur.
F : Force concentrée.
f : Flèche.
f_{adm}: Flèche admissible.
D : Fiche d'ancrage.
L : Longueur ou portée.
L_f : Longueur de flambement.
W : Poids total de la structure.
d : Hauteur utile.
F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
M_u : Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}: Moment à l'état limite de service.
M_t : Moment en travée.
M_a : Moment sur appuis.
M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
I : Moment d'inertie.
f_i : Flèche due aux charges instantanées.
f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
M : Moment, Masse.
E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 ρ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
 h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Sommaire

Introduction générale	16
CHAPITRE I : Présentation de projet	17
Introduction.....	17
I.1 Présentation du projet :.....	17
I.2 Caractéristiques de la structure :	17
I.2.1 Caractéristiques géométrique :	17
I.2.2 Données du site :	17
I.3 Conception:.....	17
I.3.1 Ossature et système de contreventement	17
I.3.2 Plancher:	18
I.3.3 Maçonnerie:	18
I.3.4 Revêtement :	18
I.3.5 Escaliers:.....	18
I.3.6 Local d'ascenseur :	18
I.4 Règles et normes de calcul :.....	18
I.5 Caractéristiques des matériaux:.....	18
I.5.1 Béton:.....	18
I.4.2 Acier :	21
I.6 Hypothèse de calcule:.....	23
I.6.1 Le règlement CBA 93 :	23
I.6.2 Méthodes de calcul:.....	24
I.6.3 Hypothèse de calcul :	24
CHAPITRE II :	25
Pré-Dimensionnement.....	25
II.1 Introduction :	26
II.2 Pré dimensionnement des différents éléments.....	26
II.2.1 Les Planchers :	26
II.2.2 Les poutres :	27
II.2.3 Les poteaux :	28
II.2.4 Les voiles : (art, 7.7.1, P70, RPA 99 v 2003).....	29
II.2.5 Les escaliers :	30
II.3 Évaluation des charges et des surcharges :	31
II.3.1 Plancher terrasse :(non accessible)	31
II.3.2 Plancher étage courant : (Habitation).....	32

II.3.3	Maçonnerie :	32
II.3.4	Les Balcons :	33
II.3.5	L'Acrotère :	34
II.3.6	Les Escaliers:	34
II.3.7	Tableau récapitulatif :	35
II.4	Descente des charges :	36
II.4.1	La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :	36
II.4.2	Vérification de la section de poteau :	44
CHAPITRE III :	49
Calcul des éléments secondaires.....	49
III.	Calcul des éléments secondaires :	50
III.1	L'acrotère :	50
III.1.1	Calcul des sollicitations :	50
III.1.2	Ferraillages :	51
III.1.3	Schéma de ferraillage.....	53
III.2	Les balcons :	53
III.2.1	Evaluation des charges:.....	54
III.2.2	Calcul des moments :.....	54
III.2.3	Ferraillage :.....	54
III.3	Les escaliers :.....	56
III.3.1	Étude de l'escalier.....	56
III.3.2	Schéma de ferraillage.....	64
III.3.3	Etude de la poutre palier.....	64
III.4	Les planchers :	70
III.4.1	Evaluation des charges:.....	70
III.4.2	Type des poutrelles:.....	70
III.4.3	Détermination Des Sollicitations :	72
III.4.4	Ferraillage des poutrelles :	77
III.4.5	Vérifications à l'ELS	80
III.4.6	Schéma de ferraillage :.....	85
III.4.7	Ferraillage de la dalle de compression :	85
III.5	Étude des dalles pleines :.....	86
III.5.1	Dalle pleine sur trois appuis (palier)	86
III.5.2	Dalle pleine sur quatre appuis.....	88
❖	Schéma de ferraillage	90
III.5.3	Étude de la dalle d'ascenseur :	90
CHAPITRE IV :	84

IV.	Etude dynamique et sismique.....	97
IV.1	Introduction :	97
IV.2	Objectifs de l'étude dynamique :	97
IV.3	Choix de la méthode de calcul :	97
IV.4	Présentation de la méthode modale spectrale :	97
IV.5	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/V2003.....	101
IV.5.1	Vérification le période :.....	101
IV.5.2	Vérification de la résultante des forces sismiques.	103
IV.5.3	Vérification des déplacements :	103
IV.5.4	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	106
IV.5.5	Vérification de l'excentricité	107
IV.6	Conclusions :	107
	CHAPITRE V :.....	95
	Ferraillage des éléments structuraux	95
V.	Ferraillage des éléments structuraux :.....	109
V.1	Introduction :	109
V.2	Étude des poteaux :.....	109
V.2.1	Les armatures longitudinales	109
V.2.2	Sollicitations de calcul :	110
V.2.3	Calcul du ferraillage :	111
V.2.4	Les armatures transversales :.....	117
V.2.5	Disposition constructive des poteaux :	119
V.2.6	Schéma de ferraillage :.....	119
V.3	Etude des poutres:	119
V.3.1	Les recommandations du RPA99	119
V.3.2	Sollicitation et ferraillage des poutres :	120
V.3.3	Schéma de ferraillage :.....	125
V.4	Etude des voiles :.....	126
V.4.1	Les recommandations du RPA99	127
V.4.2	Calcul des sollicitations	128
V.4.3	Ferraillage :.....	131
V.4.4	Schéma de ferraillage.....	132
	CHAPITRE VI :.....	115
	Etude de l'infrastructure	115
VI.	Etude de l'infrastructure	133
VI.1	Combinaisons de calcul.....	133
VI.2	Choix du type des fondations.....	133

VI.3	Etapes de calcul de la semelle isolée :	133
VI.3.1	Vérification des semelles isolées	133
VI.4	Etude du radier.....	134
VI.4.1	Pré dimensionnement :.....	134
VI.4.2	Vérification au poinçonnement.....	135
VI.4.3	Vérification de la stabilité du radier:	136
VI.4.4	Vérification a l'effort de sous pression:	136
VI.4.5	Caractéristique géométriques du radier :	136
VI.4.6	Le ferrailage	137
	Conclusion générale.....	116
	LES ANNEXES	117

Introduction générale

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

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment R+8 implanté en zone de moyenne sismicité (M'sila).

Notre travail a consisté à respecter les critères suivants :

- Sécurité et durabilité de l'ouvrage.
- Faisabilité (facilité de réalisation de l'ouvrage).
- Economie

Notre structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

An abstract graphic consisting of several overlapping, wavy bands of color. The primary color is a vibrant teal, which transitions into lighter shades of blue and white as the waves curve and overlap. The overall effect is fluid and modern, resembling a stylized wave or a ribbon.

CHAPITRE I :

Présentation de projet

Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.1 Présentation du projet :

Notre projet consiste à l'étude et la réalisation de 26 blocs R+8, constitués par des blocs en R+8 à usage multiples (habitation et commerce), elle compose :

- Un rez-de-chaussée (RDC) et 1^{er} étage à usage commercial
- Du 2^{ème} au 8^{ème} étage à usage d'habitation.

Le bâtiment est implanté à **M'sila**. Est classée en zone à moyenne sismicité (Zone IIa) le (RPA 99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

I.2 Caractéristiques de la structure :

I.2.1 Caractéristiques géométrique :

Les caractéristiques de la structure sont :

Dimensions		(m)
Dimension en plan		22.50x14.50
Hauteur totale		30.69
Hauteur du RDC		4.08
Hauteur des étages courants	1 ^{er}	3.4
	2 ^{ème} au 8 ^{ème}	3.23

Tableau 0-1 Caractéristiques géométrique

I.2.2 Données du site :

- ❖ Le bâtiment est implanté à la ville de **M'sila** une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa)
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ Le site est considéré comme site meuble (S3).
- ❖ Contrainte admissible du sol = 2 bars.

I.3 Conception:

I.3.1 Ossature et système de contreventement

En application des RPA99/2003 et Étant donné que la hauteur de l'ouvrage dépasse les 20 m. Seul deux systèmes de contreventement sont applicables pour celui-ci (Article 3.4.A) de RPA99 à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système.

I.3.2 Plancher:

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux Nervure
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une forme de pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

Ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur seront réalisées en dalles pleines.

I.3.3 Maçonnerie:

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

I.3.4 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.3.5 Escaliers:

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place

I.3.6 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.4 Règles et normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- ✚ Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 Version 2003).
- ✚ Les règles CBA93
- ✚ DTR E 4.2
- ✚ Charges permanents et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2).

I.5 Caractéristiques des matériaux:

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

I.5.1 Béton:

On appelle béton, le matériau constitué par mélanges dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers. Pour notre projet le béton utilisé est béton courant:

a. Dosage et composition du béton:

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m³ de béton est la suivante:

Composants	Gravies	Sable	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	630	400	180

Tableau I-2 Dosage et composition du béton

b. La résistance caractéristique du béton :

- **En compression (fcj) : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])**

La résistance caractéristique à la compression : **fc28 =25 Mpa**

à un âge j<28jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ [1]

- **En traction (ftj) : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])**

La résistance caractéristique à la traction du béton **ft28 =2.1 [MPa]**

. Déduire par la formule : **ftj=0.6+0.06 fcj** [2]

c. Déformations longitudinales du béton:

- **Déformations instantanées « ij E » : (CBA 93[ART 2.1.1.2] P7)**

E ij = 32164 MPA déduite de la formule : $E_{ij}=11000\sqrt{f_{cj}}$ MPA

Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

- **Déformations différées « vj E »: (CBA 93 [ART 2.1.2.2] P7)**

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPA pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

d. Coefficient de poisson: (CBA 93 [ART 2.1.2.3] P8)

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations

$\nu = 0$ (zéro) pour le calcul des sollicitations

e. Diagrammes déformations –contraintes de béton : (CBA 93 [ART 4.3.4])

On distingue (figure):

- Le diagramme « parabole rectangle ».
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

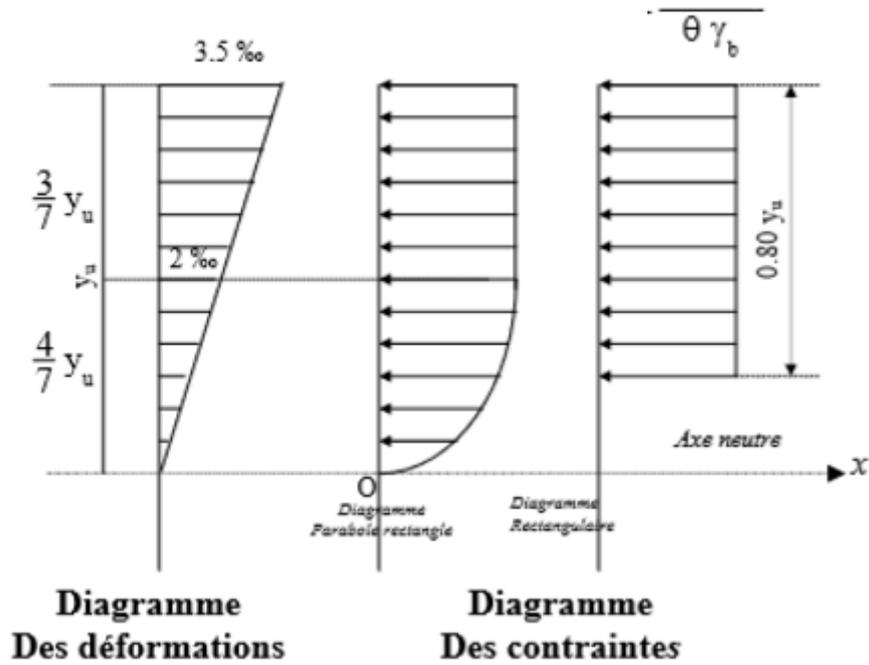


Figure 0-1 Diagrammes déformations – contraintes

$$F_{BU} = \frac{0.85 \times FC28}{\theta \times \gamma_b} \quad [3]$$

γ_b : coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : contraint de calcul

θ Le coefficient prend les valeurs :

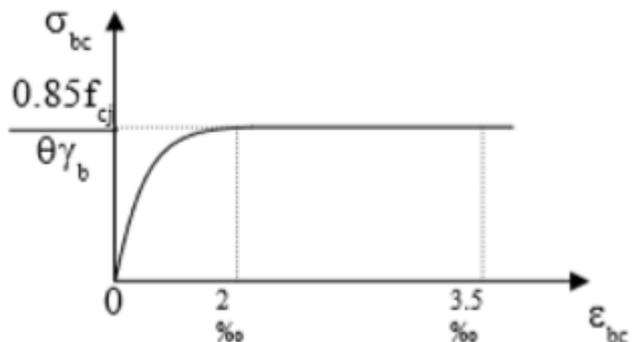
- ✓ 1 pour une durée d'application des charges >24h
- ✓ 0.9 pour 1h ≤ durée ≤ 24h
- ✓ 0.85 pour une durée ≤ 1h

Les contraintes limites :

➤ **Etat limite ultime** : (CBA 93 [ART 3.3.2] P24)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$F_{BU} = \frac{0.85 \times FC28}{\theta \times \gamma_b}$$



CHAPITRE I : Présentation de projet

- **Etat limite de service** : (CBA 93 [ART 5.1.4])

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 F_{cj}$; dans notre cas

$$\sigma_{admBC} = 15 \text{ MPA} \quad [4]$$

- **Contrainte limite de cisaillement** : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)

$\tau = 3.33 \text{ MPa}$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\} \quad [5]$$

$\tau = 2.5 \text{ MPA}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante:

$$\tau_{adm} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

I.4.2 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

a. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	20	1	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	TS	520	550	8	1.3	1

Tableau 0-3 Caractéristiques des aciers

b. Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_I = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$

c. Contraintes limites:

- **Etat limite ultime** : $\sigma = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad [6]$

➤ Barre lisse : $\sigma = 186.96 \text{ MPA}$

➤ Barre HA : $\sigma = 347.83 \text{ MPA}$

$\gamma_s = 1.15$ Combinaisons courantes

$\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles

• **Etat limite de service :**

- Cas de fissuration peut préjudiciable $\sigma = f_e$ [7]
- Cas de fissuration préjudiciable $\sigma = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

Dans notre cas : $\sigma = 201.63$ MPA

Avec : η coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour rondes lisses .

$\eta = 1.6$ pour acier HA .

d. **Diagramme déformations- contraintes :** CBA 93 (art A.2.2.2)

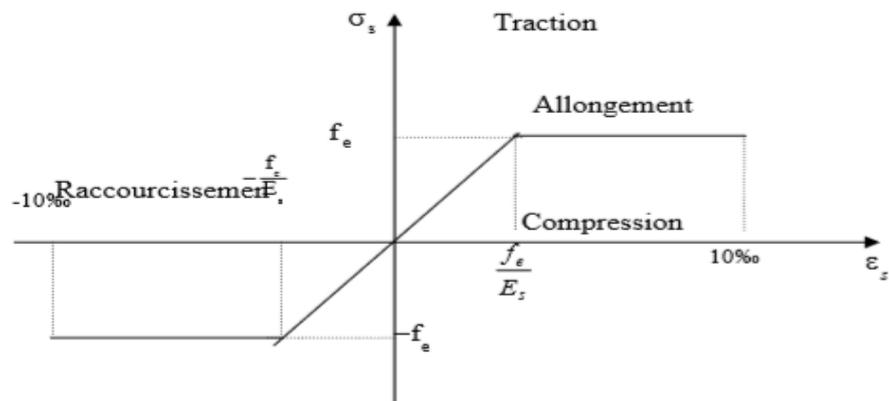


Figure 0-2 Diagramme déformations- contraintes acier

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

e. **Diagramme de déformation d'une section en béton armé**

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure ci-après). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code **CBA93 (Art, A.4.3.3, P22)**.

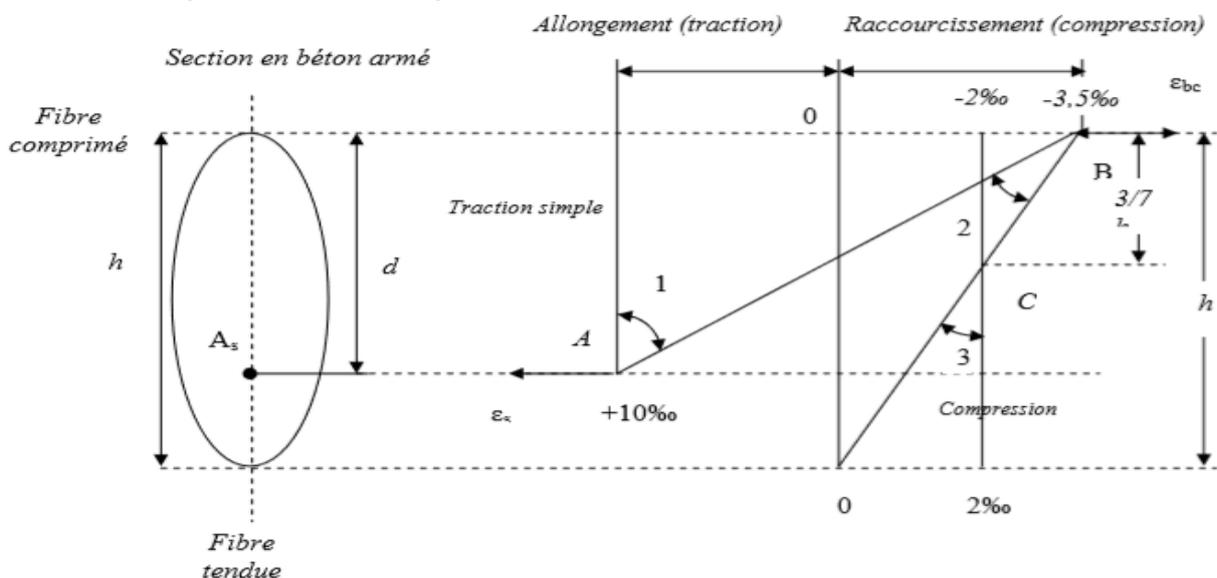


Figure 0-3 Diagramme de déformation d'une section en béton armé

- **Pivot (A) région1 :**

Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_S = 10 \times 10^{-3}$.

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- **Pivot (B) région2 :**

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5 \times 10^{-3}$. Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- **Pivot (C) région3 :**

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{bc} = 2 \times 10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

I.6 Hypothèse de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I.6.1 Le règlement CBA 93 :

Basé sur la théorie des états limites.

a) Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.
 - **Hypothèses :**
- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

b) Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

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

I.6.2 Méthodes de calcul:

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le RPA :

a. Méthode statique équivalente :

Seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

b. Méthode dynamique modale spectrale :

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

I.6.3 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : **$f_{c28}=25$ MPA**
- La résistance à la traction du béton : **$f_{t28}=2,1$ MPA**
- Module d'élasticité longitudinal différé : **$E_{vj}=10818,865$ MPA**
- Module d'élasticité longitudinal instantané : **$E_{ij}=32164,195$ MPA**
- Limite d'élasticité de l'acier : **$f_eE=400$ MPA**
- Rond lisse **$f_eE= 235$ MPA**
- Treillis soudé **(T. S) =520 MPA ($\Phi < 6$)**

CHAPITRE II :

Pré-Dimensionnement



II.1 Introduction :

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

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

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E. L91 et RPA 99 version 2003.

II.2 Pré dimensionnement des différents éléments

II.2.1 Les Planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet les planchers sont en Corps Creux.

II.2.1.1 Planchers à corps-creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

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 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de flèche : Article B.6.8.4.2.4**

$$h_t \geq \frac{lx}{22.5} \quad \text{Avec } L : \text{ la portée max d'une poutrelle, } L_{\max} = 3.45 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{345}{22.5} = 15.3 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$.

Et l'on choisit des planchers à Corps-creux de type (16+4) cm constitués d'entre vous (Corps-creux) de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm de l'épaisseur

II.2.1.2 Nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à : $b=b_0+2b_1$

Avec : $b_1=\min\left(\frac{l_0}{2} ; \frac{l}{10}\right)$

$b_0=10\text{cm}$ $L_0=65-10=55\text{cm}$

$b_1=\min(27.5 ; 47)=27.5$ soit : $b= 65\text{cm}$

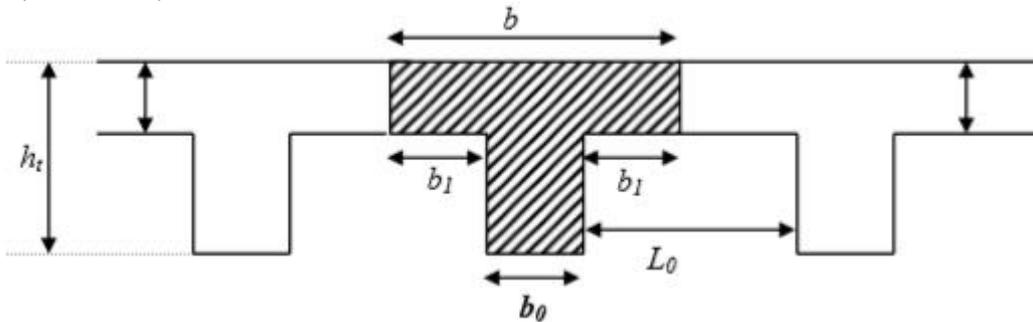


Figure 0-4 caractéristique géométrique des nervures

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Épaisseur de la dalle compression	4
Épaisseur de l'entrevous	16
Entraxe des nervures	65
Largeur des nervures	10

Tableau II-4 caractéristique géométrique des nervures

II.2.2 Les poutres :

D'après le [R.P.A 99 (art 7.5.1) p68] les dimensions des poutres doivent respecter les valeurs suivantes:

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $\frac{h}{b} > 0.4$
- $b_{\max} \leq 1.5h+b_1$

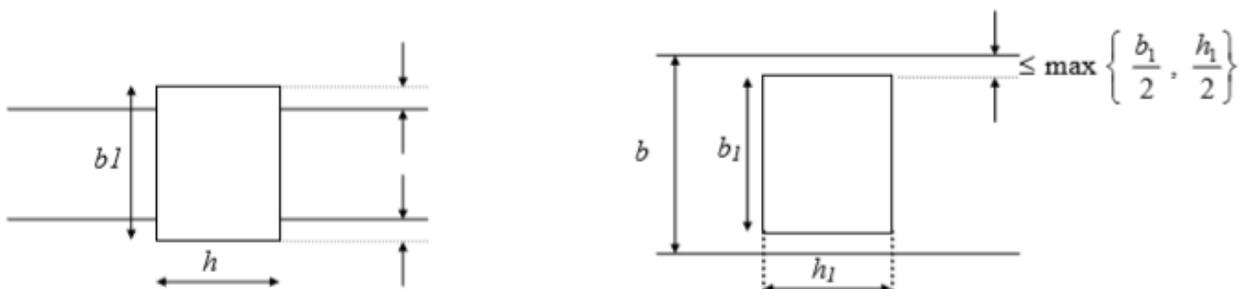


Figure 0-5 les dimensions des poutres

Où : **b** est la largeur de la poutre, **h** est la hauteur de la poutre.

Et d'après les conditions de flèche on doit vérifier les formules suivantes Selon le CBA

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{15} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{12} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

- ❖ (1) Pour les poutres sur appuis simples.
- ❖ (2) Pour les poutres continues (travée intermédiaire).
- ❖ (3) Pour les poutres continues (travée de rives).

➤ **Calcul de largeur b** : $0.3h < b < 0.6h$

II.2.2.1 Pré –dimensionnement des poutres:

Type de poutre	L_{max} (cm)	$\frac{L}{16} < h < \frac{L}{10}$	Prendre h (cm)	$0.3h < b < 0.6h$	Prendre b (cm)	Vérification
principal	490	$30.625 < h < 49$	40	$12 < b < 24$	35	c.v
Secondaire	385	$24.06 < h < 38.5$	35	$10.5 < b < 21$	35	c.v

Tableau 0-5 Pré –dimensionnement des poutres

II.2.3 Les poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : **(art, 7.4.1, RPA 99 v 2003).**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ (Zone IIa)
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4$

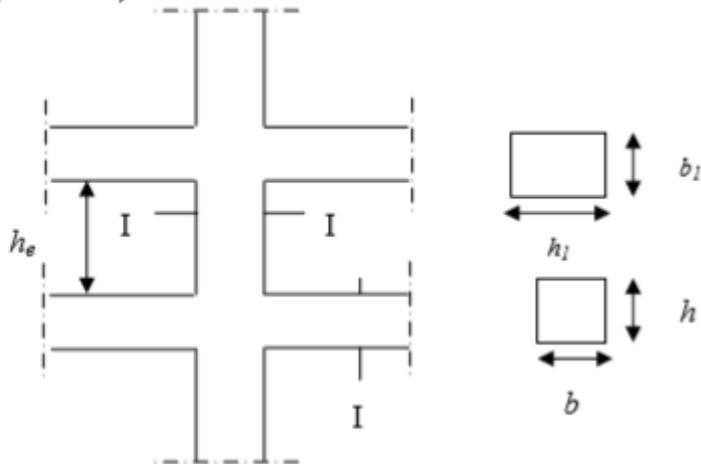


Figure 0-6 dimensions des poteaux

On prend pour comme un pré dimensionnement une section carrée de :

- ✓ 45x45 cm² pour les poteaux des étages (R.D.C , 1er, 2ème étage).
- ✓ 40x40cm² pour les poteaux des étages (3,4,5ème étage).
- ✓ 35x35 cm² pour les poteaux des étages (6 ,7,8ème étage)

Utilisez différentes dimensions des poteaux afin de réduire le coût et le poids de la structure dans la zone de sécurité.

➤ **Vérification :**

Pour : les poteaux (45x45) cm² R.D.C

- ✓ $\min(45,45) \geq 25\text{cm}$ (condition vérifiée)
- ✓ $\min(45, 45) \geq \frac{4.08}{20} = 20.4\text{cm}$ (condition vérifiée)
- ✓ $1/4 < 45/45 = 1 < 4$ (condition vérifiée)

Poteaux(cm ²)	étages	Hauteur des étages(m)	Vérification
(45x45)	R.D.C	4.08	C.V
	1 ^{er}	3.4	
	2 ^{ème}	3.23	
(40x40)	3,4,5 ^{ème}	3.23	
(35x35)	6 ,7,8 ^{ème}	3.23	

Tableau 0-6 Pré –dimensionnement des poteaux

II.2.4 Les voiles : (art, 7.7.1, P70, RPA 99 v 2003).

- Les voiles et les murs sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions grandes par rapport ont l'autre appelée épaisseur.
- Les voiles sont réalisés en béton armé ou en béton.
- Les murs sont réalisés en maçonnerie non armée.
 - ✓ **Rôle des voiles et des murs :**
- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales
- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe-feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

✓ **Coupe de voile en élévation**

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être de terminée es fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure suivante:

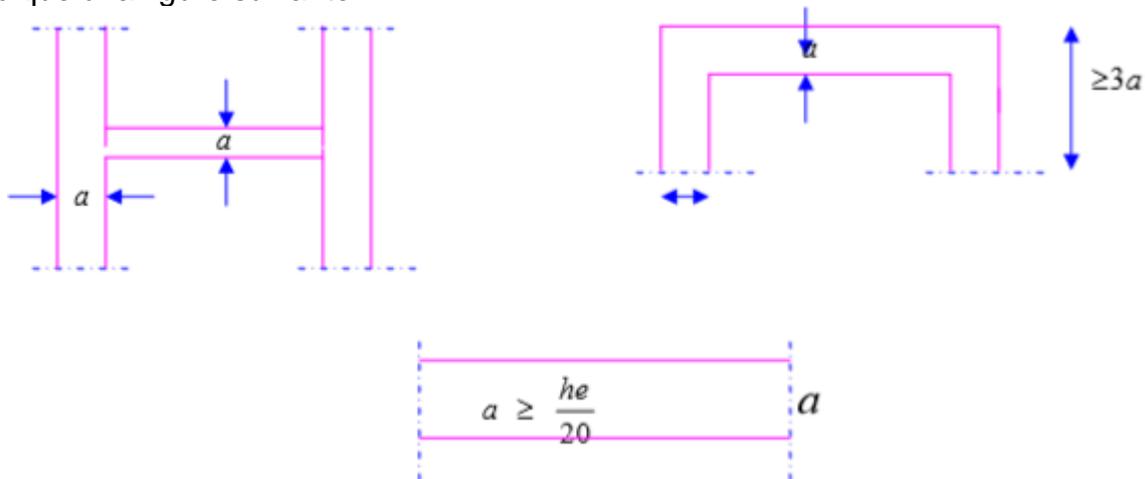


Figure 0-7 Pré –dimensionnement des voiles

S'agissant de notre projet on a pour : $\alpha > \frac{he}{20}$

	RDC	1 ^{er}	2 ^{eme} au 8 ^{eme}
he (cm)	378	300	283
α (cm)	18.9	15	14.15

Tableau 0-7 Pré-dimensionnement des voiles

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: **a = 20 cm**

II.2.5 Les escaliers :

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

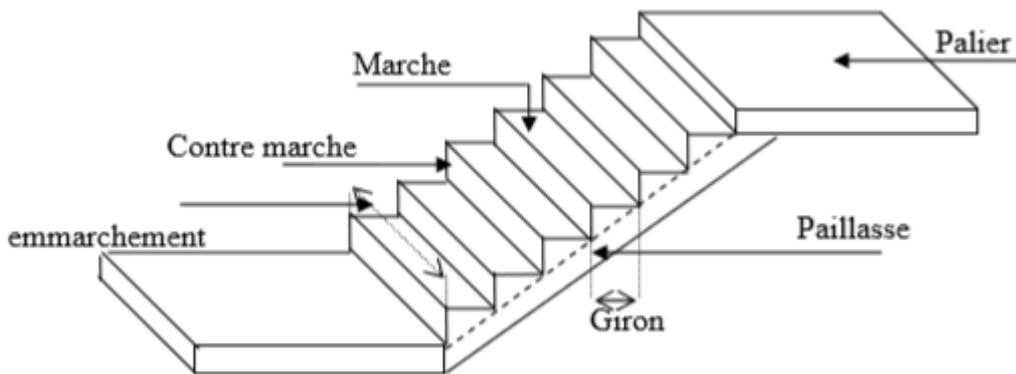


Figure 0-8 les composent des escalier

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'emmarchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h;

Hauteur de marche (valeur moyenne) : 13cm < h < 17 cm

Alors on prend **h = 17cm**.

• **Relation de Blondel :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel:

En pratique on prend $g+2h = 64\text{cm}$.

❖ **Etude des escaliers:**

TYPE 02:

- Hauteur d'étage : $h_e = 340\text{cm}$
- Hauteur de gravir : $H_1 = H_2 = 170\text{cm}$
- Choix de la hauteur marches : $h = 17\text{cm}$
- Détermination du nombre de marches : $n = \frac{H}{h} = 10$ marches.

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

- Détermination du giron : $g = 30 \text{ cm}$
- $L = 270 \text{ cm}$
- Inclinaison: $\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32.20^\circ$
- Paillasse : $L_P = \frac{170}{\sin \alpha} \Rightarrow 319.02 \text{ cm}$

Les types	h_e (cm)	H_1 (cm)	H_2 (cm)	L_0		n (marche)		α°		L_P (cm)	
				H_1	H_2	H_1	H_2	H_1	H_2	H_1	H_2
1		68		90		4		37.1		112.8	
2	340	170	170	270	270	10	10	32.20	32.20	319.06	319.06
	323	170	153	270	240	10	9	32.20	32.51	319.06	284.62
3	408	238	170	390	270	14	10	31.4	32.20	456.88	319.06

Tableau 0-8 Pré-dimensionnement des escaliers

➤ **Epaisseur de la dalle d'escalier :**
Condition de flèche :

$$\frac{l_p}{30} < e < \frac{l_p}{20}$$

✓ Pour $L_p=319 \text{ cm}$ $10.634 < e < 15.951$
Donc on prend: **ep = 15 cm**

✓ Pour $L_p=456 \text{ cm}$ $15.23 < e < 22.84$

Donc on prend: **ep = 17 cm**

II.3 Évaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22**

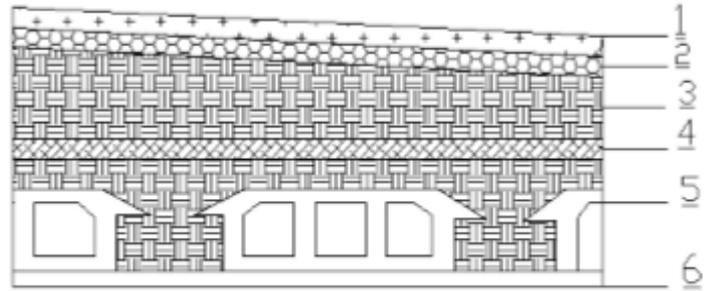
II.3.1 Plancher terrasse :(non accessible)

1	Protection en gravillon roulé (5 cm)	$0,05 \times 2000 = 100 \text{ Kg/m}^2$
2	Étanchéité multicouches (2 cm)	$0,02 \times 600 = 12 \text{ Kg/m}^2$
3	Forme de pente 1 % (9cm)	$0,9 \times 2000 = 180 \text{ Kg/m}^2$
4	Isolation thermique en liège (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$
5	Plancher à Corps-creux (16+4cm)	285 Kg/m^2
6	Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ Kg/m}^2$
		$\Sigma = 613 \text{ Kg/m}^2$

Tableau 0-9 Plancher terrasse

$G = 613 \text{ Kg/m}^2$

$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$



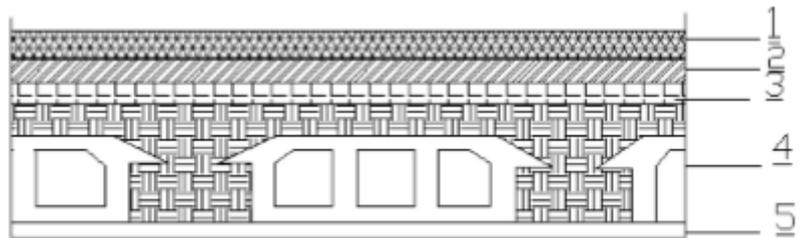
II.3.2 Plancher étage courant : (Habitation)

1	Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
2	Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
3	Lit de sable (2cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ Kg/m}^2$
4	Plancher à Corps-creux (16 + 4) cm	285 Kg/m ²
5	Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ Kg/m}^2$
*	Cloisons légères (10 cm)	90 Kg/m ²
		$\Sigma = 520 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-10 Plancher étage courant

$G = 520 \text{ Kg/m}^2$

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$



II.3.3 Maçonnerie :

a. Murs extérieurs

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

1	Enduit extérieur (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
2	Brique creuses (15 cm)	$0,15 \times 1400 = 210 \text{ Kg/m}^2$
3	Brique creuses (10 cm)	$0,1 \times 1400 = 140 \text{ Kg/m}^2$
4	Enduit intérieur (1,5 cm)	$0,015 \times 1000 = 15 \text{ Kg/m}^2$

Tableau 0-11 Murs extérieurs

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

Avec 30 % d'ouverture : $405 \times 0,7 = 283,5 \text{ Kg/m}^2$

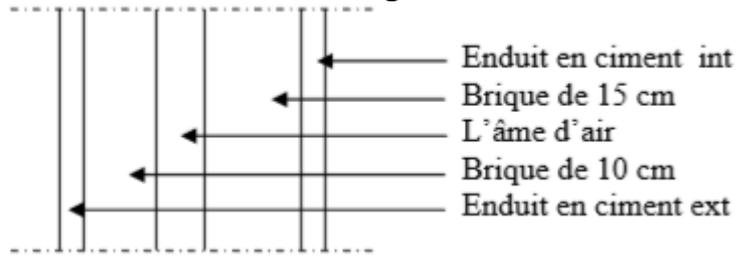


Figure 0-9 Murs extérieurs

b. Murs intérieurs

1	Enduit extérieur (1.5 cm)	$0,015 \times 1000 = 15 \text{ Kg/m}^2$
3	Brique creuses (10 cm)	$0,1 \times 1400 = 140 \text{ Kg/m}^2$
4	Enduit intérieur (1,5 cm)	$0,015 \times 1000 = 15 \text{ Kg/m}^2$

Tableau 0-12 Murs intérieurs

G = 170 Kg/ m²

II.3.4 Les Balcons :

a. Balcon d'étage courant (accessible) :

1	P.P de la dalle (15 cm)	$0.15 \times 2500 = 375$
2	P.P de carrelage(2 cm)	$0.02 \times 2200 = 44$
3	Mortier de pose (2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40$
4	Enduit de ciment(1cm)	$0.01 \times 2000 = 20$
		$\Sigma = 479 \text{ Kg/m}^2$

Tableau 0-13 Balcon d'étage courant

G = 479 Kg/m²

Q = 350 Kg/m²

b. Balcon terrasse (non accessible) :

1	Protection en gravillon roulé (5 cm)	$0,05 \times 2000 = 100 \text{ Kg/m}^2$
2	Étanchéité multicouches (2 cm)	$0,02 \times 600 = 12 \text{ Kg/m}^2$
3	Forme de pente 1 % (7cm)	$0,07 \times 2000 = 140 \text{ Kg/m}^2$
4	Isolation thermique en liège (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$
5	P.P de la dalle (15cm)	375 Kg/m^2
6	Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \times 1000 = 20 \text{ Kg/m}^2$
		$\Sigma = 663 \text{ Kg/m}^2$

Tableau 0-14 Balcon terrasse

G=663 Kg/m²

Q =100 Kg/m²

II.3.5 L'Acrotère :
Section transversale :

$$s = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{0.02 \times 0.1}{2} = 0.069 \text{ cm}^2$$

Poids propre = $0.069 \times 2500 = 172.5 \text{ kg/ml}$

Revetement en enduit de ciment = $0.02 \times 2000(0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5) = 59.2 \text{ kg/ml}$

$G = 172.5 + 59.2 = 231.7 \text{ kg/m}^2$

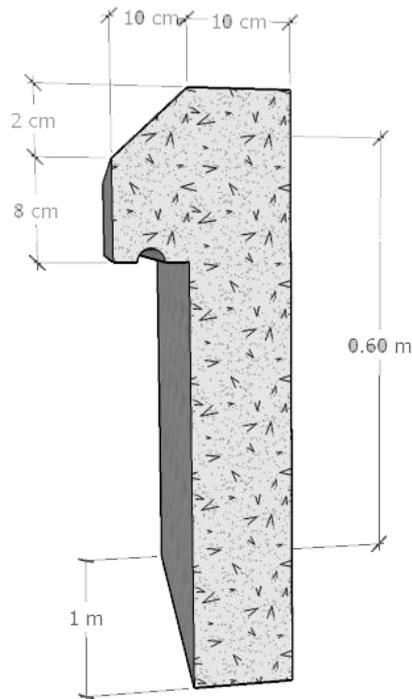


Figure II-10 L'Acrotère :

II.3.6 Les Escaliers:
a. Paillasse:

1	P.P.de la paillasse (15cm)	$0,15 \times 2500/\cos\alpha = 443.15 \text{ Kg/m}^2$
2	P .P. des marches 17/2	$0.17/2 \times 2500 = 212.5 \text{ Kg/m}^2$
3	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
4	Enduit de ciment (2cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
5	P.P de carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
6	Garde de corps	10 Kg/m^2
		$\Sigma = 789.5 \text{ Kg/m}^2$

Tableau 0-15 Paillasse:

G=789.5 Kg/m2

Q=250 Kg/m2

b. Palier :

1	P.P.de la palier (15cm)	$0,15 \times 2500=375\text{Kg/m}^2$
2	Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 2000 =40 \text{ Kg/m}^2$
3	Enduit de ciment (2cm)	$0,02 \times 2000 =40 \text{ Kg/m}^2$
4	carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44\text{Kg/m}^2$
		$\Sigma = 499\text{Kg/m}^2$

Tableau 0-16 Palier

G=499 Kg/m²

Q=250 Kg/m²

II.3.7 Tableau récapitulatif :

Élément		Charge permanente G "Kg/m ² "	Surcharge d'exploitation Q "Kg/m ² "
Plancher terrasse		613	100
Plancher étage courant		520	150
Mur extérieur		283.5	/
Mur intérieur		170	/
Balcon accessible		479	350
Balcon non accessible		663	100
Acrotère		231.7	100
Escalier	Paillasse	789.5	250
	Palier	499	250

Tableau 0-17 Tableau récapitulatif

II.4 Descente des charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

Charge permanente "G"

Charge d'exploitation "Q"

II.4.1 La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous troisième étage $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

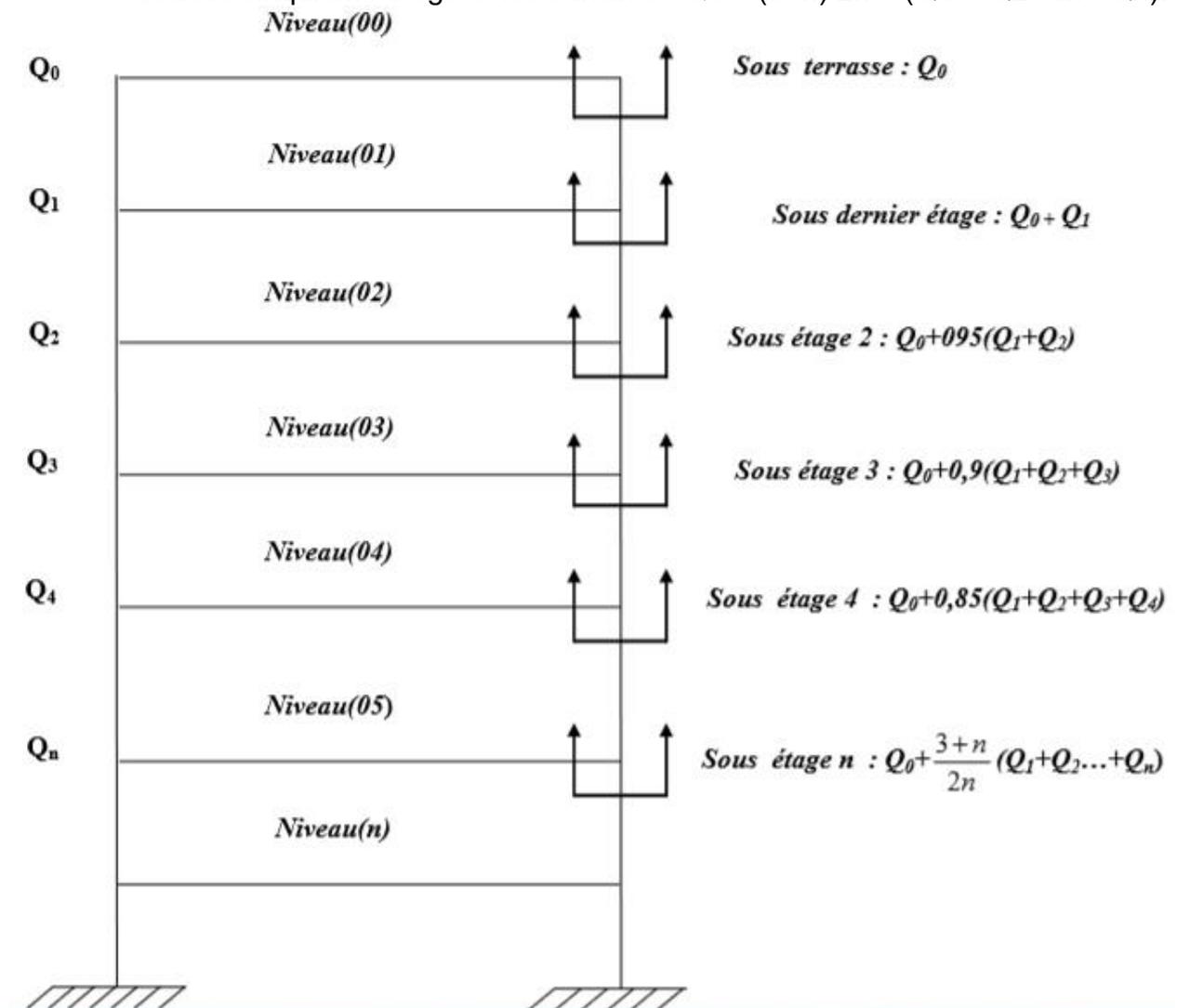
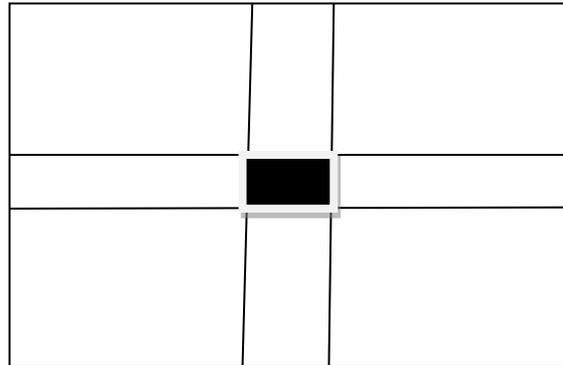


Figure 0-11 La dégression des charges

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

✓ Poteau intermédiaire :



$$SG = (2.275 + 1.875) \times (1.625 + 1.75)$$

$$SQ = (2.275 + 0.35 + 1.875) \times (1.625 + 0.35 + 1.75)$$

$$SQ_1 = 16.76 - (0.35)^2 = 16.64 \text{ m}^2$$

$$SQ_2 = 16.76 - (0.4)^2 = 16.6 \text{ m}^2$$

$$SQ_3 = 16.76 - (0.45)^2 = 16.55 \text{ m}^2$$

$$SG = 14.01 \text{ m}^2$$

$$SQ = 16.76 \text{ m}^2$$

pour étage 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}
pour étage 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}
pour étage RDC, 1^{er}, 2^{ème}

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Plancher terrasse	85,8813	
	Poutre p+s	24,861	
	Surcharge		16.76
TOTAL		110,7423	16.76
1-1	Plancher courant	72,852	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	28,17	
	Surcharge		24.96
	Revenant 0-0	110,7423	16.76
TOTAL		243,8928	41.72
2-2	Plancher courant	72,852	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	28,17	
	Surcharge		24.96
	Revenant 1-1	243,8928	41.72
TOTAL		377,0433	64.18
	Plancher courant	72,852	

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

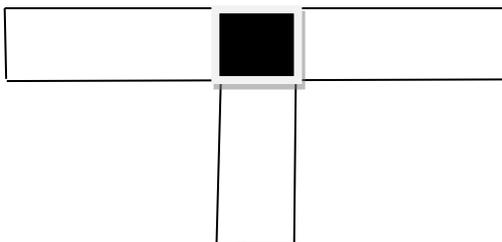
3-3	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	28,17	
	Surcharge		24.96
	Revenant 2-2	377,0433	64.18
TOTAL		510,1938	84.152
4-4	Plancher courant	72,852	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	28,17	
	Surcharge		24.9
	Revenant 3-3	510,1938	84.152
TOTAL		643,3443	101.57
5-5	Plancher courant	72,852	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	28,17	
	Surcharge		24.9
	Revenant 4-4	643,3443	101.57
TOTAL		776,4948	116.50
6-6	Plancher courant	72,852	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	28,17	
	Surcharge		24.9
	Revenant 5-5	776,4948	116.50
TOTAL		909,6453	128.99
7-7	Plancher courant	72,852	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	28,17	
	Surcharge		24.82
	Revenant 6-6	909,6453	128.99
TOTAL		1042,7958	138.88

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

8-8	Plancher courant	72,852	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Surcharge		24.82
	Revenant 7-7	1042,7958	138.88
TOTAL		1147,7763	146.253
9-9	Plancher courant	72,852	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Surcharge		24.82
	Revenant 8-8	1147,7763	146.253
TOTAL		1252,7568	151.184

Tableau 0-18 Descente des charges - Poteau Intermédiaire

✓ **Poteau de rive :**
 $SG = 7.68m^2$ $SQ = 8.61 m^2$ $SQ_1 = 8.25 m^2$



Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Acrotère	0,68	
	Plancher terrasse	47,0784	
	Poutre p+s	18,3	
	Surcharge		8.61
TOTAL		66,0584	8.61
1-1	Plancher courant	39,936	
	Poutre p+s	18,3	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	33,79	
	Surcharge		12.375

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

	Revenant 0-0	66,0584	8.61
TOTAL		165,3519	20.985
2-2	Plancher courant	39,936	
	Poutre p+s	18,3	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	33,79	
	Surcharge		12.375
	Revenant 1-1	165,3519	20.985
TOTAL		264,6454	32.12
3-3	Plancher courant	39,936	
	Poutre p+s	18,3	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	33,79	
	Surcharge		12.375
	Revenant 2-2	264,6454	32.12
TOTAL		363,9389	42.02
4-4	Plancher courant	39,936	
	Poutre p+s	18,3	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	33,79	
	Surcharge		12.375
	Revenant 3-3	363,9389	42.02
TOTAL		463,2324	50.69
5-5	Plancher courant	39,936	
	Poutre p+s	18,3	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	33,79	
	Surcharge		12.375
	Revenant 4-4	463,2324	50.69
TOTAL		562,5259	58.11
6-6	Plancher courant	39,936	
	Poutre p+s	18,3	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	33,79	

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

	Surcharge		12.375
	Revenant 5-5	562,5259	58.11
TOTAL		661,8194	64.30
7-7	Plancher courant	39,936	
	Poutre p+s	18,3	
	Poteau	7,2675	
	Mur int	33,79	
	Surcharge		12.375
	Revenant 6-6	661,8194	64.30
TOTAL		761,1129	69.25
8-8	Plancher courant	39,936	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	26.76	
	Surcharge		12.375
	Revenant 7-7	761,1129	69.25
TOTAL		859,9374	72.96
9-9	Plancher courant	39,936	
	Poutre p+s	24,861	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	32,73	
	Surcharge		12.375
	Revenant 8-8	859,9374	72.96
TOTAL		964,7319	75.43

Tableau 0-19 Descente des charges - Poteau de riv

✓ Poteau d'angle:

$$SG = 3.7m^2$$

$$SQ = 6.04 m^2$$

$$SQ_1 = 3.7m^2$$

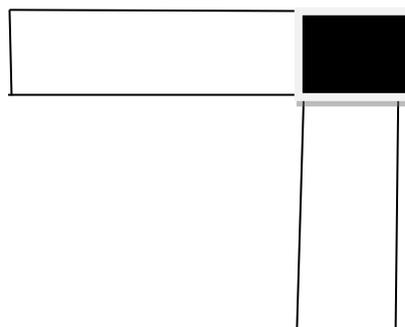


Figure 0-12 Poteau d'angle

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Acrotère	1,04	
	Plancher terrasse	22,681	
	Poutre p+s	12,94	
	Surcharge		6.04
TOTAL		36,661	6.04
1-1	Plancher courant	19,24	
	Poutre p+s	12,94	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	33,02	
	Surcharge		5.55
	Revenant 0-0	36,661	6.04
TOTAL		109,1285	11.59
2-2	Plancher courant	19,24	
	Poutre p+s	12,94	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	33,02	
	Surcharge		5.55
	Revenant 1-1	109,1285	11.59
TOTAL		181,596	16.585
3-3	Plancher courant	19,24	
	Poutre p+s	12,94	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	33,02	
	Surcharge		5.55
	Revenant 2-2	181,596	16.585
TOTAL		254,0635	21.025
4-4	Plancher courant	19,24	
	Poutre p+s	12,94	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	33,02	
	Surcharge		5.55
	Revenant 3-3	254,0635	21.025

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

TOTAL		326,531	24.91
5-5	Plancher courant	19,24	
	Poutre p+s	12,94	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	33,02	
	Surcharge		5.55
	Revenant 4-4	326,531	24.91
TOTAL		398,9985	28.24
6-6	Plancher courant	19,24	
	Poutre p+s	12,94	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	33,02	
	Surcharge		5.55
	Revenant 5-5	398,9985	28.24
TOTAL		471,466	31.015
7-7	Plancher courant	19,24	
	Poutre p+s	12,94	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	33,02	
	Surcharge		5.55
	Revenant 6-6	471,466	31.015
TOTAL		543,9335	33.235
8-8	Plancher courant	19,24	
	Poutre p+s	12,94	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	34,98	
	Surcharge		5.55
	Revenant 7-7	543,9335	33.235
TOTAL		618,361	34.9
9-9	Plancher courant	19,24	
	Poutre p+s	12,94	
	Poteau	7,2675	
	Mur ext	34,98	
	Surcharge		5.55

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

	Revenant 8-8	618,361	34.9
TOTAL		692,7885	36.01

Tableau 0-20 Descente des charges -Poteau d'angle

II.4.2 Vérification de la section de poteau :

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires (poteaux proche a rive)

L'effort de compression ultime N_u a 10%, telle que : $N_u=1.1 (1.35G+1.5Q)$

L'effort normal maximum : $N_u=1.1 \times ((1.35 \times 1252.76) + (1.5 \times 151.184))$

$$N_u=2109.81 \text{ KN}$$

➤ Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\delta_{bc} = \frac{N_u}{B} < \bar{\delta}_{bc}$$

$$\delta_{bc} = F_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

B : section du béton

$$B > B_{\text{CALCUL}} = \frac{N_u}{\delta_{bc}}$$

$$B_{\text{CALCUL}} = \frac{2109.81 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.149 \text{ m}^2$$

$$B = 0.30 \times 0.30 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } B < B_{\text{calcul}} = 0.149 \text{ m}^2 \quad \text{C.N.V}$$

$$\text{Alors } b = \sqrt{0.149} = 0.386 \text{ m} \quad \text{donc : } B_{\text{adopté}} = 0.40 \times 0.40 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{adopté}} = 0.16 \text{ m}^2 > B_{\text{calcul}} = 0.149 \text{ m}^2 \quad \text{C.V}$$

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm)	Condition		observation
			$B_{\text{adopté}} > B_{\text{calculé}}$		
			$B_{\text{adopté}} (\text{m}^2)$	$B_{\text{calculé}} (\text{m}^2)$	
RDC + 1 ^{er} +2 ^{ème} étage	2109.802	40 × 40	0.16	0.149	Vérifiée
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	1563.649	35 × 35	0.1225	0.110	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	896.48	30 × 30	0.09	0.063	Vérifiée

Tableau 0-21 Vérification à la résistance

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

➤ Vérification au flambement : (C.B.A.93.B.8.4.1)

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{Avec :}$$

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

F_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

α: Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

- On à N_u connu, et on recherche de B (section de poteau).
- On peut prendre $A / Br = 0.8\%$, (zone IIa choix économique) (Article 7.4.2.1)
- Les poteaux sont des dimensions carrées de côté « a ».
- Longueur de flambement $L_f = 0.7L_0 \Rightarrow \alpha = 0.786$
- i : Rayon de giration définit par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- λ est définie comme suite : $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- I : Moment d'inertie: $I = \frac{bh^3}{12}$.
- $Br = (a - 2\text{cm})^2$.

Niv.	G (kN)	Q (kN)	$N_u = 1.1(1.35G + 1.5Q)$	L0 (m)	Lf (m)	λ	Br (cm ²)	a (cm)
1-1	243,8928	41.72	431.01	2.83	1,981	22.87	0,0784	30
2-2	377,0433	64.18	665.80	2.83	1,981	22.87	0,0784	30
3-3	510,1938	84.152	896.48	2.83	1,981	22.87	0,0784	30
4-4	643,3443	101.57	1122.95	2.83	1,981	19.60	0.108	35
5-5	776,4948	116.50	1345.32	2.83	1,981	19.60	0.108	35

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

6-6	909,6453	128.99	1563.65	2.83	1,981	19.60	0.108	35
7-7	1042,795	138.88	1777.70	2.83	1,981	17.16	0.144	40
8-8	1147,776	146.253	1945.765	3	2.1	17.16	0.144	40
9-9	1252,756	151.184	2109.80	3.68	2.57	17.16	0.144	40

Tableau 0-22 Vérification au flambement

❖ On remarque que les poteaux ne risquent pas de flambement

➤ **Vérification vis-à-vis du RPA99 (art 7.4.3.1) :**

$$V = \frac{N_U}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_U : effort normal de calcul

B : section de poteau.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Pour les poteaux (40 x 40) RDC :

$$V = \frac{2.109}{0.16 \times 25} = 0.53 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \quad \text{N'est pas Vérifier}$$

Donc on change la section du poteau :

$$\frac{N_U}{0.3 \times f_{c28}} \leq B \quad \frac{2.109}{0.3 \times 25} = 0.2812 \leq B$$

on adopte une section de poteau (55x55) $B_{adopté} = 0.3025$

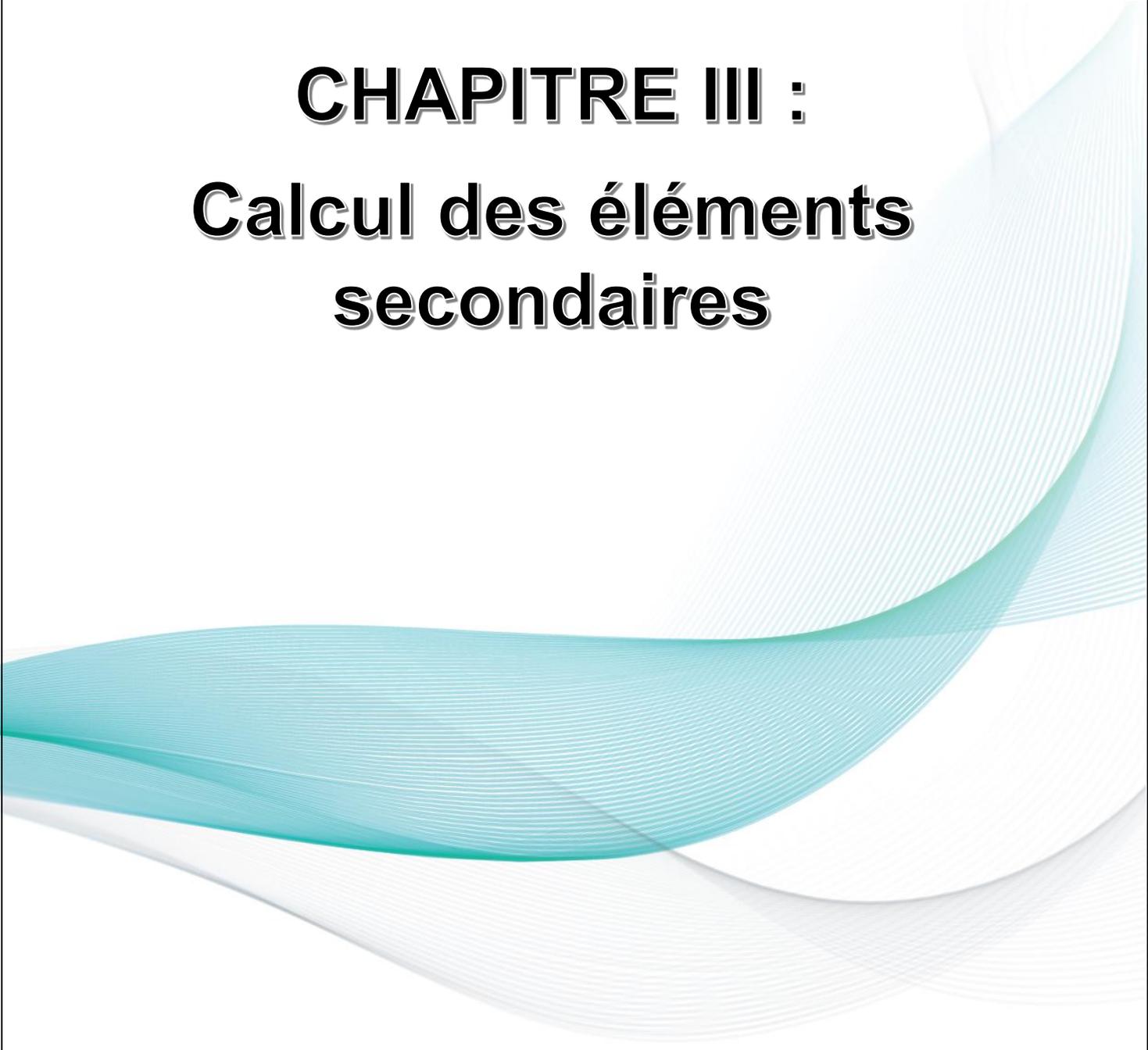
$$V = \frac{2.109}{0.3025 \times 25} = 0.28 < 0.3 \quad \dots\dots\dots \quad \text{Vérifier}$$

CHAPITRE II : Pré-Dimensionnement

Niv.	Nu (KN)	a (cm)	V	Condition $V \leq 0.3$
1-1	431.01	30	0.19	Vérifier
2-2	665.80	35	0.22	Vérifier
3-3	896.48	35	0.29	Vérifier
4-4	1122.95	40	0.28	Vérifier
5-5	1345.32	45	0.27	Vérifier
6-6	1563.65	50	0.25	Vérifier
7-7	1777.70	50	0.28	Vérifier
8-8	1945.765	55	0.26	Vérifier
9-9	2109.80	55	0.28	Vérifier

Tableau 0-23 Vérification vis-à-vis du RPA99

a : largeur de poteau en cm



CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III. Calcul des éléments secondaires :

III.1 L'acrotère :

L'acrotère est un élément sur le plancher terrasse ayant pour Objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher Terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F = \max (F_p, F_q) \text{ avec : } F_p = 4AC_pW_p \quad (\text{RPA 99 ver 2003 (6-3)})$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 100 \text{ kg/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en Flexion composée.

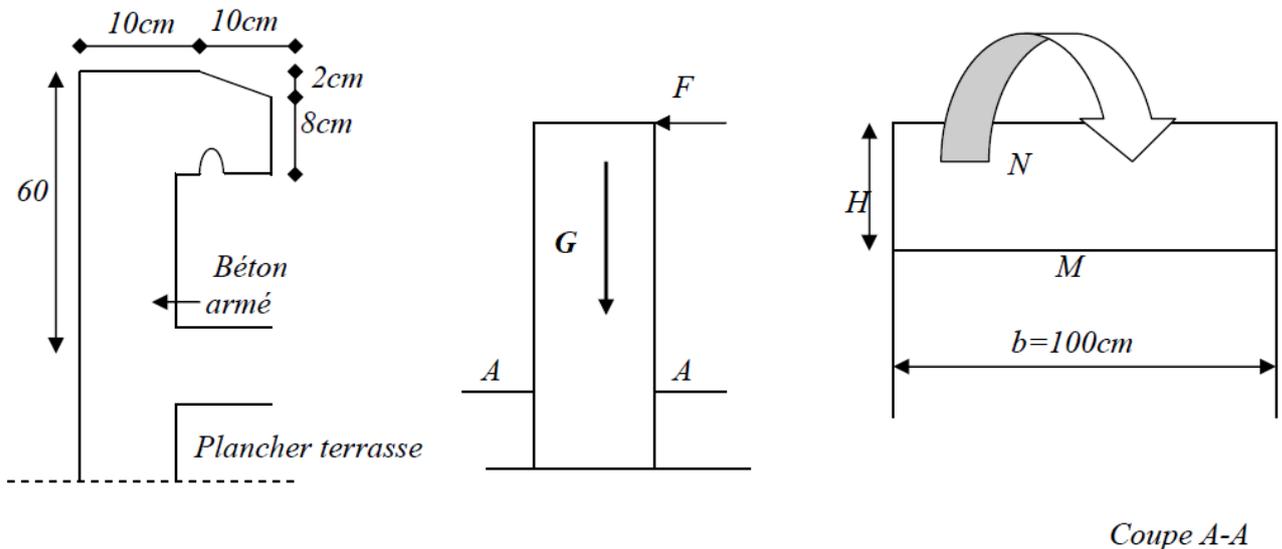


Figure III-1 sollicitation L'acrotère

III.1.1 Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_p = 231,7 \text{ Kg/ml}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 100 \text{ kg/ml}$: poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_pW_p$: la force sismique.

Groupe usage 2, zone IIa.

$$\Rightarrow A = 0.15,$$

$$\Rightarrow C_p = 0.8 \quad (\text{RPA 99 tableau 6.1 élément en console})$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 231,7 = 111,21 \text{ kg/ml}$$

$$Q = \max (100 ; 111,21) \Rightarrow Q = 111,21 \text{ kg/ml}$$

Moments et efforts normaux :

- ✓ Calcul à ELU : $N_u = 1.35 \times W_p$
 $M_u = 1.5 \times F_p \times h$
- ✓ Calcul à ELS : $N_{ser} = W_p$
 $M_{ser} = F_p \times h$

	Nu,s(KG)	Mu,s(KG.M)
ELU	312,79	100,08
ELS	231,7	66,72

Tableau III-1 sollicitations de L'acrotère

III.1.2 Ferrailages :

- Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e_u \Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{100,08}{312,79} = 0,32 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \Rightarrow e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{66,72}{231,7} = 0,28 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 = h/6 = 0,017 \text{ m}$$

$(e_u, e_{ser}) > e_0$ le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort Normale étant un effort de compression.

-Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif

$M_{au} = N_u \times e_a$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,36$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \delta_s}$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 312,79 \times 0,36 = 112,60 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Moment réduit fictif :

$$F_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$\mu_{bu} = \frac{1094,8}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0098 \quad [8]$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392$ Pas d'armature comprimée $A' = 0$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0,0123 \quad [9]$$

$$A_{lu} = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b \times d \times F_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{lu} = \frac{0,8 \times 0,0123 \times 100 \times 9 \times 14,17}{\frac{400}{1,15}} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.36 - \frac{312.79}{100 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2 \quad [10]$$

$A_u < A_{\min}$ Alors on prend: $A = A_{\min}$

Soit : 4HA8 = 2,01cm²

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

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

- **L'espacement :**

$$S_t = \min(3h, 33) \Rightarrow S_t = \min(3 \times 10 ; 33) \text{ cm}$$

$$\mathbf{S_t = 30 \text{ cm}}$$

Armatures de répartition :

$$S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

- ✓ **Etat limite de compression du béton :**

Position de l'axe neutre ($A'=0$)

$$b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow \mathbf{y = 2,05 \text{ cm.}} \quad [11]$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(d - y)^2] = 1743.49 \text{ cm}^4 \quad [12]$$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.784 \text{ MPA} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ok} \quad [13] ; [4]$$

- ✓ **État limite d'ouverture des fissures** (Fissuration peu préjudiciable) :

$$\delta_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 39.90 \text{ MPA} < \overline{\delta_s} = 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ok} \quad [14] ; [7]$$

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = 1.5Q = 1.5 Fp = 166.8 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{166.8}{100 \times 9} = 0.185 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA} \dots OK$$

[15] ; [5]

III.1.3 Schéma de ferrailage

L'action sismique est renversable, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

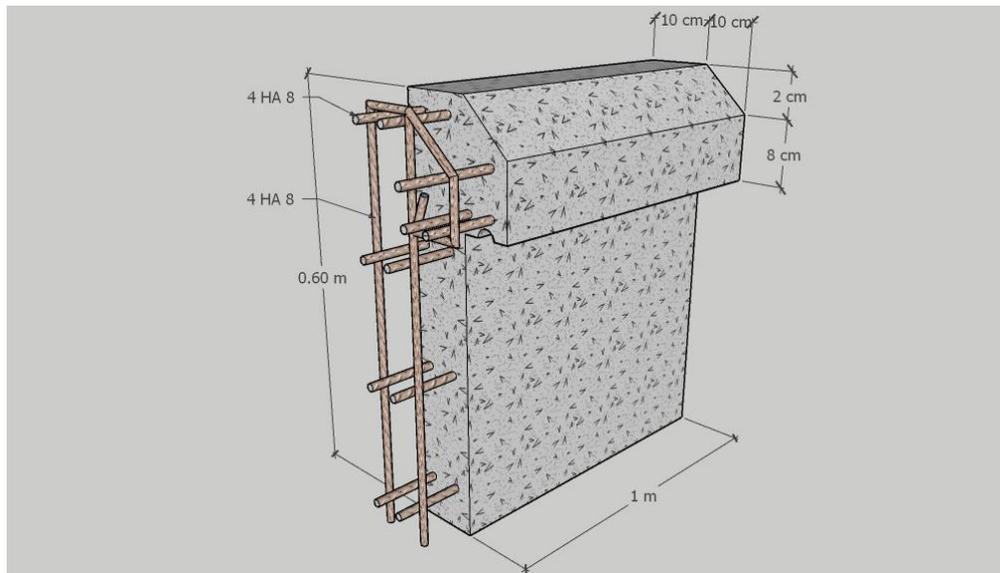


Figure III-2 ferrailage de l'acrotère

III.2 Les balcons :

Le balcon est une dalle plane en béton armé, encastree dans une poutre de rive.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

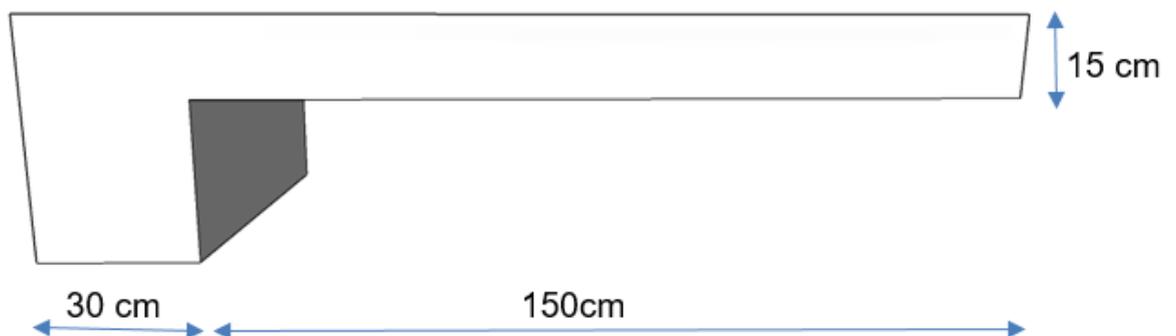


Figure III-3 Le balcon

III.2.1 Evaluation des charges:

Type de balcon	G(kg/ml)	Q(kg/ml)	P(kg/m)	L(m)
Balcon terrasse	663	100	231.7	1.5
Balcon d'étage courant	479	350	170	1.5

Tableau III-2 .Evaluation des charges des balcons

III.2.2 Calcul des moments :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q$
 $P_u = 1.35 \times P$.

- ELS : $q_s = G+Q$
 $P_{ser} = P$

Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1m est :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l$$

Le Moment Service à l'encastrement M_s est :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_{ser} \times l$$

	P (kg/ml)	Nu(kg/ml)	Ns(kg/ml)	Mu(kg.ml)	Ms(kg. ml)	Vu(kg/ml)
Balcon terrasse	231.7	1045.05	763	1644.87	1205.92	1880.37
Etage courant	170	1171.65	829	1662.36	1187.63	1986.98

Tableau III-3 Calcul des moments

III.2.3 Ferrailage :

Le balcon est calculé comme un consol et ferrillée en flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{1662.36 \times 10}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.064 \quad [4]$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,186 \quad \text{Pas d'armature comprimée } A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.0827 \quad [9]$$

$$A_u = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times F_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_u = \frac{0.8 \times 0.0827 \times 100 \times 13.5 \times 14.17}{\frac{400}{1.15}} = 3.64 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad [10]$$

Donc : $A = \text{Max} (A_u, A_{\min}) = 3,64 \text{ cm}^2$

soit : **4HA 12** \longrightarrow **4.52 cm²**

- **Armature de repartition :**

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

soit : **4HA 8** \longrightarrow **2.01cm²**

- **L'espacement :**

$$e = \frac{100}{4} = 20\text{cm}$$

- **Vérification à l'E.L.S (C.B.A93)**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Position de l'axe neutre : $A'=0$

y=3.33 cm. [11]

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = 6878.08 \text{ cm}^4 \quad [12]$$

- **Vérification des contraintes :**

- Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \overline{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = 5.89\text{MPa} < \overline{\delta}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{ok} \quad [13] ; [4]$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\delta_s = 269.81\text{MPa} < \overline{\delta}_{st} = 400\text{MPa} \dots \dots \text{C.V} \quad [14] ; [7]$$

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{1986.98}{1000 \times 135} = 0.015 \text{ MPA} < \tau_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \text{C.V} \quad [15] ; [5]$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.0033 \leq \frac{4.20}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \text{C.V}$$

❖ Schéma de ferrailage

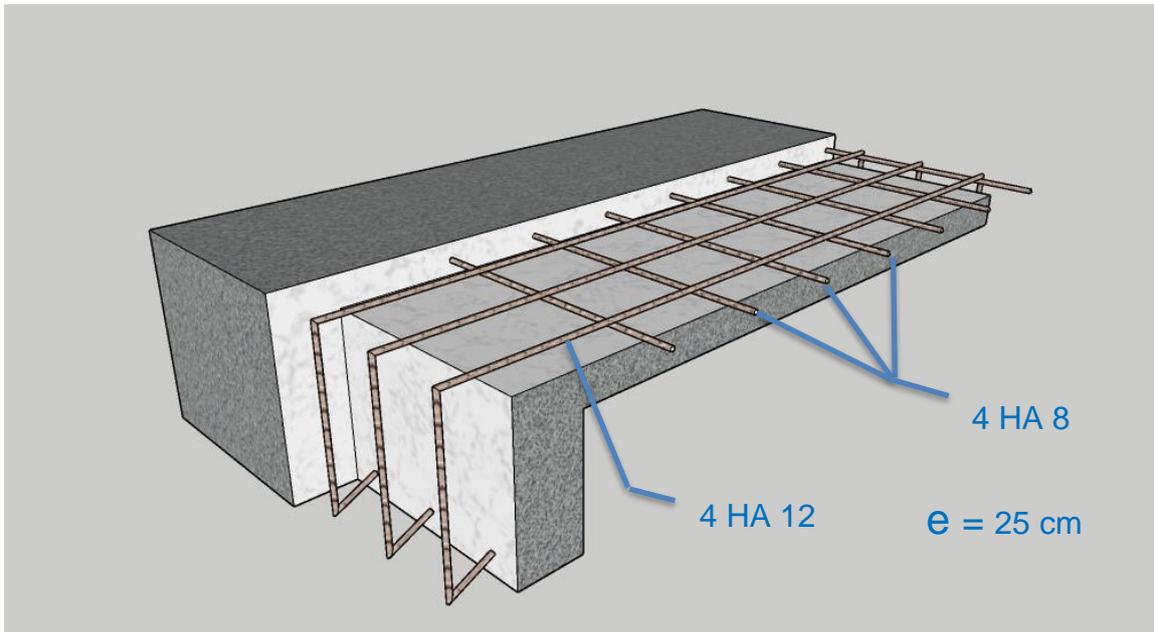


Figure III-4 ferrailage de balcon

III.3 Les escaliers :

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

III.3.1 Étude de l'escalier

III.3.1.1 Type 01 :

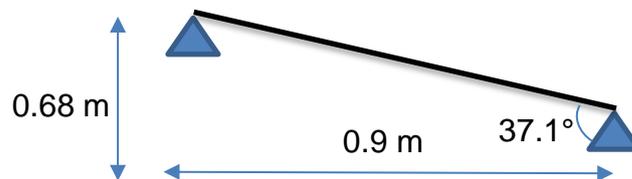


Figure III-5 schéma statique l'escalier type1

G paillasse(kN/ml)	Q(kN/ml)	L ₀ paillasse(m)	q _u	q _s
7.89	2.50	0.9	11.49	8.29

Tableau III-4 type 1

Ferrailage

- correction des moments :

L'E.L. U :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{11.49 \times 0.9^2}{8} = 1.163 \text{ KN.m}$$

Sur appuis : $M_A = 0.3M_0$

$$M_A = 0.3 \times 1.163 \Rightarrow M_A = 0.35 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85M_0$
 $M_t = 0.85 \times 1.163 \Rightarrow M_t = 0.98 \text{ KN.m}$

L'E.L.S :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{8.29 \times 0.9^2}{8} = 0.93 \text{ KN.m}$$

Sur appuis : $M_A = M_B = 0.3M_0$
 $M_A = 0.3 \times 0.93 \Rightarrow M_A = 0.28 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$
 $M_t = 0.85 \times 0.93 \Rightarrow M_t = 0.8 \text{ KN.m}$

❖ Les Armatures

L'E.L.U :

Armatures en travée :

Avec : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$

[3]

$$\mu_{bu} = \frac{0.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0041$$

[8]

$$\mu_{bu} = 0.0041 < 0.186$$

On a en pivot A :

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 20 \times 0.0041}) = 0.005$$

[9]

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) ..$$

[16]

$$Z = 13(1 - 0.4 \times 0.0025) = 13 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 347.83 \text{ MPA}$$

[9]

$$A_{su} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

[17]

$$A_{su} = \frac{0.98 \times 10^{-3}}{0.13 \times 347.8} = 2.16 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.216 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

[10]

$$A_{st} = 0.216 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$

Le choix : **4HA 8** $\Rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4HA6** $\Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements :**

Des armatures principales :

$$St = \frac{1\text{m}}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{4} = 25$$

Des armatures transversales :

$$St = \frac{1\text{m}}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

- **Armatures en appuis**

Armatures sur appuis A :

$$\mu_{bu} = \frac{0.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0014$$

$$\mu_{bu} = 0.0014 < 0.186$$

On a en pivot A :

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0014}) = 0.0018 \quad [9]$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.4 \times 0.0018) = 13\text{cm} \quad [16]$$

$$\sigma_s = 347.82\text{MPa} \quad [6]$$

$$A_{su} = \frac{0.35 \times 10^{-3}}{0.13 \times 347.8} = 7.47 \times 10^{-6} \text{m}^2 = 0.07 \text{cm}^2 \quad [17]$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2 \quad [10]$$

$$A_{st} = 0.07 \text{cm}^2 < A_{min} = 1.57 \text{cm}^2$$

Donc on adopte $A_{min} = 1.57 \text{cm}^2$

Le choix : **4HA 8** $\Rightarrow A_s = 2.01 \text{cm}^2$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{cm}^2$$

Le choix : **4HA6** $\Rightarrow A_r = 1.13 \text{cm}^2$

- **Calcul des espacements :**

Des armatures principales :

$$St = \frac{1\text{m}}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Des armatures transversales :

$$St = \frac{1\text{m}}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

- **Vérification à l'E.L.S (C.B.A93)**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Position de l'axe neutre : $A'=0$

$$y = 2.51 \text{ cm.}$$

[11]

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \quad [12]$$

$$I = 3844.82 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \overline{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 0.5 \text{ MPA} < \overline{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ok} \quad [13]$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\delta_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 32.74 \text{ MPA} < \overline{\delta}_{st} = 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ok} \quad [14]$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad [15]$$

$$V_u = qu \frac{l}{2} = 5.71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{0.00571}{1 \times 0.13} = 0.044 \text{ MPA} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \text{OK} \quad [15]; [5]$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{0.9} = 0.16 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{0.9} = 0.16 \geq \frac{0.98}{10 \times 1.16} = 0.08 \dots \dots \dots \text{OK}$$

III.3.1.2 TYPE 02 :

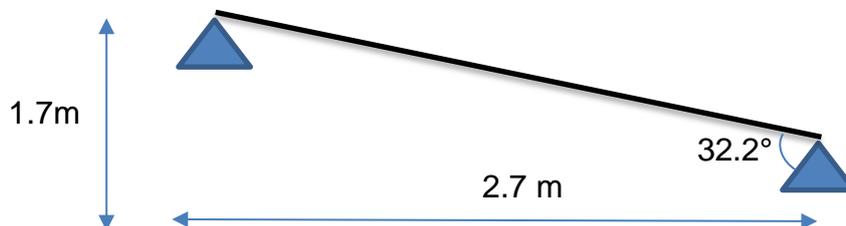


Figure III-6 schéma statique escalier type 2

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	q _u (kN/ml)	q _s (kN/ml)
Paillasse:	7.89	2.5	11.49	8.29

Tableau III-5 type 2

Ferrailage

- correction des moments :

L'E.L.U :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{11.49 \times 2.7^2}{8} = 10.47 \text{ KN.m}$$

Sur appuis : $M_A = 0.3M_0$

$$M_A = 0.3 \times 10.47 \Rightarrow M_A = 3.14 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

$$M_t = 0.85 \times 10.47 \Rightarrow M_t = 8.9 \text{ KN.m}$$

L'E.L.S :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{8.29 \times 2.7^2}{8} = 7.55 \text{ KN.m}$$

Sur appuis : $M_A = M_B = 0.3M_0$

$$M_A = 0.3 \times 7.55 \Rightarrow M_A = 2.265 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

$$M_t = 0.85 \times 7.55 \Rightarrow M_t = 6.42 \text{ KN.m}$$

	Mu (KN.m)	ubu	α	Z (cm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{r adop} (cm ²)
Travée	8.9	0.0048	0.006	12.97	1.97	1.57	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Appuis	3.14	0.0017	0.002	12.99	0.7	1.57	4HA8=2.01	4HA8=2.01

Tableau III-6 Ferrailage des escaliers

➤ **Vérification à l'E.L.S (C.B.A93)**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Position de l'axe neutre : $A'=0$

$$y=2.51 \text{ cm.} \quad [11]$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = 3844.82 \text{ cm}^4 \quad [12]$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \overline{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4.17 \text{ MPA} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots ok \quad [13]; [4]$$

- Contraintes maximale de traction des aciers : peu préjudiciable

$$\delta_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 263 \text{ MPA} < \overline{\delta}_{st} = 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots ok \quad [14]; [7]$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = qu \frac{l}{2} = 15.51 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{0.0155}{1 \times 0.13} = 0.12 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \text{OK} \quad [15]; [5]$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{2.7} = 0.055 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{NON}$$

$$\checkmark \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{2.7} = 0.055 \geq \frac{8.9}{10 \times 10.47} = 0.085 \dots \dots \dots \text{NON}$$

Les conditions si après ne sont pas vérifier donc il faut calculer la flèche.

❖ **Calcul de la flèche :**

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

f_{gv} : la flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanente.

f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente.

f_{pi} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente et d'exploitation supportée.

f_{gi} : la flèche instantanée due aux charges permanente appliquée.

Ces flèches calculées en fonction des moments d'encastremets et des moments d'inerties fictifs dans la section de la dalle.

• **Etat fissuré :**

$$\rho = \frac{A}{bd}$$

$$\rho = \frac{2.01}{100 \times 13} = 1.55 \times 10^{-3}$$

Alors :

$$\lambda_I = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} b_0 = b$$

$$\lambda_I = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3)(1.55 \times 10^{-3})} \Rightarrow \lambda_I = 13.55$$

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_I}{5}$$

$$\lambda_v = \frac{2(13.55)}{5} \Rightarrow \lambda_v = 5.42$$

➤ **Calcul des contrant :**

• **Calcul des moments :**

$$G_j = G - G_{\text{garde courps}}$$

$$G_j = 7.89 - 0.1 \Rightarrow G_j = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$P = G + Q$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

$$P = 7.89 + 2.5 \Rightarrow P = 10.39 \text{ KN.m}$$

On calcul :

M_{oj} : moment due aux charges permanente avant mise en place le garde-corps.

M_{og} : moment due aux charges permanente après mise en place le garde-corps.

M_{op} : moment due aux charges totales.

$$M_{oj} = \frac{0.8G_j L^2}{8}$$

$$M_{oj} = \frac{0.8(7.79 \times 2.7^2)}{8} \Rightarrow M_{oj} = 5.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{og} = \frac{0.8GL^2}{8}$$

$$M_{og} = \frac{0.8(7.89 \times 2.7^2)}{8} \Rightarrow M_{og} = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{op} = \frac{0.8PL^2}{8}$$

$$M_{op} = \frac{0.8(10.39 \times 2.7^2)}{8} \Rightarrow M_{op} = 7.57 \text{ KN.m}$$

✓ les contraint sur la section droite :

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{oj}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times 5.68 \times 10^{-3}(0.13 - 0.0251)}{3844.82 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 282.51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{og}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times 5.75 \times 10^{-3}(0.13 - 0.0251)}{3844.82 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 286 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_{op}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 \times 7.57 \times 10^{-3}(0.13 - 0.0251)}{3844.82 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 376.52 \text{ Mpa}$$

✓ Contraintes sur les sections droites:

• Calcul les coefficients μ :

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sj}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00155 \times 282.51) + 2.1} \Rightarrow \mu_{sj} = 0.045$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sg}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00155 \times 286) + 2.1} \Rightarrow \mu_{sj} = 0.05$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4P\sigma_{sp}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00155 \times 376.52) + 2.1} \Rightarrow \mu_{sj} = 0.17$$

• **Calcul des inerties effectives :**

$$I_{ji} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times 3844.82}{1 + 13.55(0.045)} \Rightarrow I_{ji} = 2627.3 \text{ cm}^2$$

$$I_{gi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times 3844.82}{1 + 13.55(0.05)} \Rightarrow I_{gi} = 2521.2 \text{ cm}^2$$

$$I_{pi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sp}}$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times 3844.82}{1 + 13.55(0.17)} \Rightarrow I_{pi} = 1280.25 \text{ cm}^2$$

$$I_{gv} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_v \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 3844.82}{1 + 5.42(0.05)} \Rightarrow I_{gv} = 3327.54 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{og} L^2}{10 E_i I_{gi}}$$

$$f_{gi} = \frac{5.75(2.7)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 2521.2} \Rightarrow f_{gi} = 0.0052 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{oj} L^2}{10 E_i I_{ji}}$$

$$f_{ji} = \frac{5.68(2.7)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 2627.3} \Rightarrow f_{ji} = 0.005 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{op} L^2}{10 E_i I_{pi}}$$

$$f_{pi} = \frac{7.57(2.7)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 1280.25} \Rightarrow f_{pi} = 0.013 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{0g}L^2}{10E_vI_{gv}}$$

$$f_{gv} = \frac{5.75(2.7)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.86 \times 3327.54} \Rightarrow f_{gv} = 0.012 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.012 - 0.005 + 0.013 - 0.0052 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0148 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500} \quad (\text{si : } L < 5 \text{ cm})$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{270}{500}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{adm} = 0.54 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.0148 \text{ cm} < \Delta f_{adm} = 0.54 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

III.3.2 Schéma de ferrailage

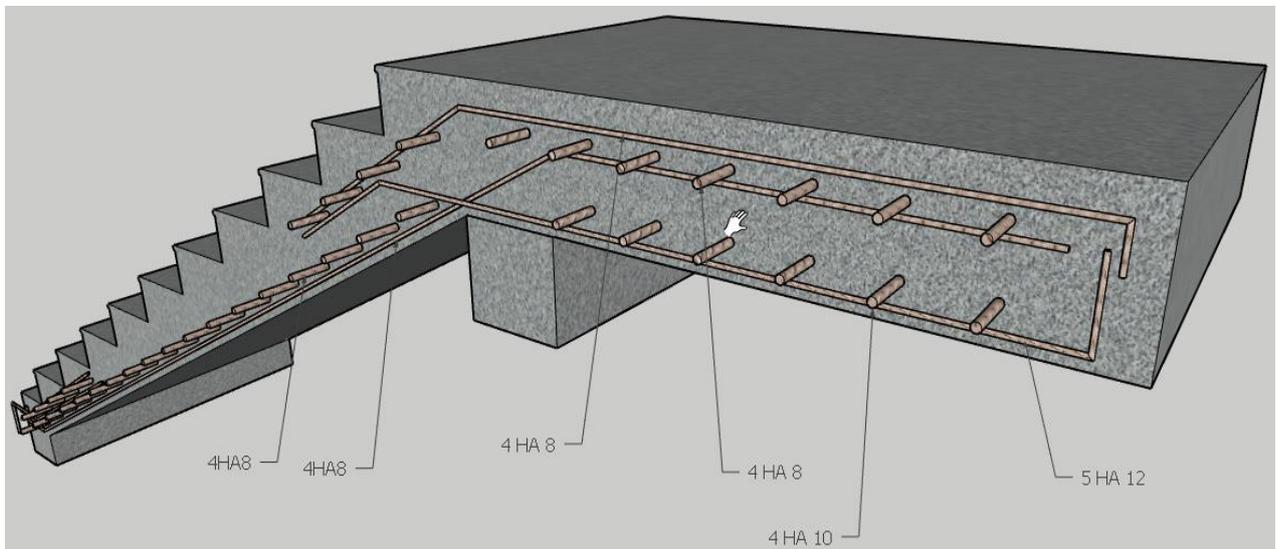


Figure III-7 ferrailage des escaliers

III.3.3 Etude de la poutre palier

✓ **Dimensionnement :**

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ **Selon le CBA 93**

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \end{array} \right.$$

$20 \leq h \leq 30 \text{ cm}$, on prend : **h = 40cm**

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{b = 30}$$

➤ **Selon le RPA99/ version 2003**

$h \geq 30$: vérifier , $h = 40 \dots\dots\dots \mathbf{CV}$

$b \geq 20$: vérifier , $b=30$**CV**

$h/b = 40/30 = 1.333 < 4$ **CV**

Donc on choisit une section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 40$) cm

La poutre palière soumise à la flexion simple et à la traction.

✓ **Évaluation des charges :**

Poids propre du palier : **G = 4,99KN/ml**

Q = 2,5 KN/ml

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3$ **KN/ml**

Poids propre de mur extérieur : $3 \times (3,23 - 0,40) \times 2,07 = 17,57$ **KN/ml**

✓ **Calcul des réactions :**

$R_{qu1} = 10,095 \times 1,10 = 11,10$ kN.

$R_{qu2} = 13,848 \times 2,4 = 33,23$ kN.

$R_{qu3} = 10,095 \times 1,55 = 15,64$ kN.

$\Sigma F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 59,97$ kN.

$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow - R_B \times 5,05 + R_{qu1} \times 0,55 + R_{qu2} \times 2,3 + R_{qu3} \times 4,275 = 0$

$\Rightarrow R_B = 29, 58$ **KN/ml.**

RA = 30, 38 KN/ml.

✓ **Combinaison des charges :**

ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q + R_A$

$q_u = 1,35(4,7 + 3 + 17,57) + 1,5(2,5) + 30,38$

$q_u = 68.244$ **KN/ml**

E.L.S :

$R_A + R_B = 43,02$

$\Rightarrow R_B = 21, 21$ **KN/ml .**

$\Rightarrow R_A = 21, 81$ **KN/ml.**

$q_u = G + Q + R_A$

$q_u = (4,7 + 3 + 17,57) + (2,5) + 21,81$

$q_u = 49.57$ **KN/ml**

✓ **Calcul des moments :**

Les moments isostatiques sont :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 76.774 \text{ KN/ml}$$

Considérons que la poutre est partiellement encastree ce qui donné :

$M_t = 0,85 M_0 = 0,85(76.774)$

$M_t = 65.258$ **KN m**

$M_A = 0,3 M_0 = 0,3(76.774)$

$M_A = 23.032$ **KN m**

III.4.3.1. Calcul de ferrailage :

✓ **Armature longitudinale :**

➤ **E.L.U :**

• **En travée :**

Mt = 65.258 KN/ml

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}}$$

Avec: $f_{bc} = 14.16$

$$\mu = \frac{65.258 \times 10^3}{(30)(38)^2 14,166} \Rightarrow \mu = 0,106$$

Test: $\mu = 0,106 < 0,186$

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

$$\alpha_r = 0.140$$

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

$$Z = 35.858 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 5.232 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times (38)(30)(2.10)}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,376 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.232 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 5.232 \text{ cm}^2$

Le choix : 4HA 14 $\Rightarrow A_s = 6.15 \text{ cm}^2$

III.4.3.3. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{6.15}{4} \Rightarrow A_r = 1,540 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2HA10 $\Rightarrow A_r = 1.57 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

MA = 23,032 KN m

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = 14.16$$

$$\mu = \frac{23.032 \times 10^3}{(30)(38)^2 14,166} \Rightarrow \mu = 0,037$$

Test: $\mu = 0.037 < 0,186$

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

$$\alpha_r = 0.047$$

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

$$Z = 37,272 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.8$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 1.776 \text{ cm}^2$$

○ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times (38)(30)(2.10)}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.776 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 1.776 \text{ cm}^2$

Le choix : **4HA12** $\Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

III.4.3.5. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

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

Le choix : **2HA10** $\Rightarrow A_r = 1.57 \text{ cm}^2$

Section	M (KN.m)	μ	Z (cm)	$A_{st(cal)}$ (cm) ²	A_{\min} (cm) ²	$A_{st(adob)}$ (cm) ²	$A_r (cal)$ (cm) ²	$A_r (adob)$ (cm) ²
<i>Appuis</i> A	23.032	0.037	37.272	1.776	1.376	4HA12 4.52	1.13	2HA10 1.57
<i>Appuis</i> B	23.032	0.037	37.272	1.776	1.376	4HA12 4.52	1.13	2HA10 1.57
<i>Travée</i>	65.258	0.106	35.858	5.232	1.376	4HA14 6.15	1.540	2HA10 1.57

III.4.3.6. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = q_u \frac{l}{2}$$

$$V_u = 68.244 \times \frac{5.05}{2} = 172,316 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{172.316 \times 10^3}{380 \times 4000} = 0.113 \text{ Mpa}$$

✓ **Pour des fissurations peu préjudiciables on a :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_e}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

III.4.3.7. Étude de la poutre sous l'effet de la torsion:

D'après le **CBA 91**; on remplace la section réel (pleine) par une section creuse équivalente d'épaisseur

$$b_o = \frac{a}{6}$$

a: plus petit diamètre du cercle inscrit dans le contour extérieur.

- **Armature longitudinale :**

$$T_{u \max} = \frac{m_t L}{2}$$

$$m_t = 0.2 [q_u \text{ éq} \frac{L^2}{8}]$$

Pour une bande de **1m**

$$m_t = 0.2 [68.244 \times \frac{3^2}{8}]$$

$$m_t = 15.354 \text{ KN.m/ml}$$

$$T_{u \max} = \frac{15.354 \times 3}{2}$$

$$T_{u \max} = 23.032 \text{ KN.m}$$

$$A_t = \frac{T_{u \max} U}{2 \Omega \sigma_{st}}$$

Ω : aire de la section creuse.

U: périmètre de Ω .

$$\Omega = (b - b_0)(h - h_0)$$

$$\Omega = (30-2)(40-2) \Rightarrow \Omega = 1064 \text{ cm}^2$$

$$U = 2[28 + 38]$$

$$U = 132 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{23.032 \times 1.32}{2 \times 1064 \times 10^{-4} \times 347.826 \times 10^3}$$

$$A_t = 0.0004 \text{ cm}^4$$

Compte tenu des aciers de flexion:

Sur travée:

$$A = A_t + A_{st}$$

$$A = 0.0004 + 6.15 \Rightarrow A = 6.150 \text{ cm}^2$$

On prend: **A=5HA14 = 7.69 cm²**

Sur appuis:

$$A = A_t + A_{st}$$

$$A = 0.0004 + 4.52 \Rightarrow A = 4.521 \text{ cm}^2$$

On prend: **A=5HA12 = 5.65 cm²**

- **Armatures transversales:**

Diamètre: $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \theta_t, \frac{b}{10}\right)$ (BAEL 91).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, 10, \frac{300}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(11.42, 10, 30)$$

On prend: $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement: $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 38, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(34.2, 40 \text{ cm})$$

On prend: **S_t = 20 cm**

- **Selon RPA (Page 53 art 7.5.2.2):**

Zone nodale:

$$l' = 2h \Rightarrow l' = 2 \times 40$$

$$\Rightarrow l' = 80 \text{ cm}$$

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right)$$

$$\Rightarrow S \leq \min(10; 16.8\text{cm})$$

On prend: **S = 10cm**

Zone courant:

$$S' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S' \leq \frac{40}{2}$$

$$\Rightarrow S' \leq 20\text{cm}$$

On prend: **S' = 20cm**

III.4.3.8. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{300} = 0.133 \geq \frac{65.258}{10 \times 76.774} = 0.085 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{f_e}{f_c} \Rightarrow \frac{4.2}{30 \times 38} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{300} \Rightarrow 0.133 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{OK}$$

• **Vérification à ELS:**

○ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = 13.250 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{30(13.250^3)}{3} + 15(7.69)(38 - 13.250)^2$$

$$I = 93921.11\text{cm}^4$$

○ **Contrainte dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{55.76 \times 10^3}{93921,11} \times 13.250$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 7.86 \text{ MPa}$$

$$[\sigma_{bc}] = 0,6f_{c28} \Rightarrow [\sigma_{bc}] = 0,6 \times 25$$

$$\Rightarrow [\sigma_{bc}] = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 7.86\text{MPa} < [\sigma_{bc}] = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiés

❖ **Schéma de ferrailage :**

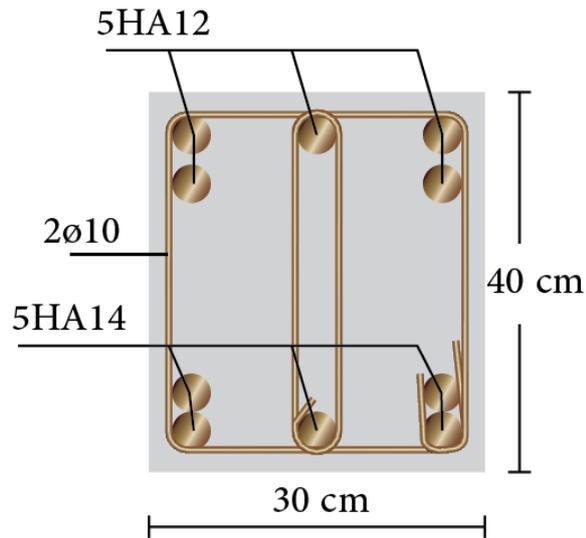


Figure III-8 poutre de palier

III.4 Les planchers :

Le plancher corps creux se compose d'une dalle de compression (4 cm) et hourdis (16 cm). Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant X). Dans notre construction, il y a trois types de poutrelles qu'on doit étudier chacune séparément.

III.4.1 Evaluation des charges:

$$g = G \times 0.65$$

$$q = Q \times 0.65$$

$$\text{E.L.U : } P_u = 1,35g + 1,5q$$

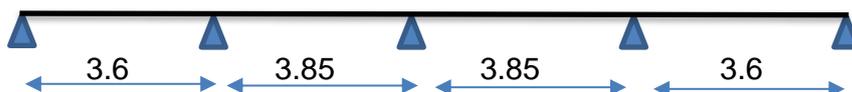
$$\text{E.L.S : } P_{ser} = g + q$$

	G (kg/m ²)	Q (kg/m ²)	g (Kg/ml)	q (Kg/ml)	P _u (Kg/ml)	P _{ser} (Kg/ml)
Plancher terrasse	613	100	398.45	65	635.40	463.45
Plancher courant	520	150	338	97.5	602.55	435.5
Plancher service	520	250	338	162.5	831.3	588

Tableau III-7 Evaluation des charges de plancher

III.4.2 Type des poutrelles:

Poutrelles sur 5 appuis (plancher terrasse)



Poutrelles sur 7 appuis (plancher étage courant+ étage service)



Figure III-9 schéma statique de poutrelle

DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

Pour déterminer les sollicitations du moment fléchissant (M) et de l'effort tranchant (T); les nervures du plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées telle que la méthode forfaitaire. Cette méthode est appliquée généralement dans les planchers dits à charge d'exploitation modérée ($Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5000 \text{ N/m}^2$) et qu'en outre les conditions suivantes sont remplies:

- ✓ Les éléments solidaires ont une même section constante dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%).
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements (FPP).

En pratique cette méthode est généralement applicable aux planchers de bâtiment d'habitation, de bureau ...etc.

APPLICATION DE LA METHODE:

- ✓ $Q < 5000 \text{ N/m}^2$, on a $Q = 1000 \text{ N/m}^2$ c.v
- ✓ La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées):
- ✓ $I = \frac{bh^3}{12} = \text{Cste.}$ c.v
- ✓ Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{3.6}{3.6} = 1 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{3.6}{3.85} = 0.93 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{3.6}{3.85} = 0.93 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{3.6}{3.85} = 0.93 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{3.6}{3.6} = 1 \leq 1.25 \end{array} \right. \quad \text{Vérifiée}$$

- ✓ La fissuration est considérée comme peu préjudiciable c.v

VALEURS DES MOMENTS:

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \text{ dans un travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \text{ dans un travée de rive} \end{array} \right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées,
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Avec M_0 ($M_0 = \frac{ql^2}{8}$); la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et ($\alpha = \frac{q}{q+g}$) le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérée.

$$\left(\begin{array}{l} \alpha t = \frac{100}{613 + 100} = 0.14 \\ \alpha c = \frac{150}{520 + 150} = 0.22 \\ \alpha s = \frac{250}{520 + 250} = 0.32 \end{array} \right)$$

Lorsque, sur l'appui de rive, la poutre est solidaire d'un poteau ou d'une poutre (encastrement partiel), il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer le moment dû à cet encastrement; on prend: $M_a = 0.20 M_0$.

VALEURS DE L'EFFORT TRANCHANT:

$$T_g = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$T_d = -\frac{p \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

T_d : L'effort tranchant à droite de la travée.

T_g : L'effort tranchant à gauche de la travée.

III.4.3 Détermination Des Sollicitations :

A. Plancher terrasse :



➤ Calcul des moments en travée :

• E L U :

- Travée 01 :

Dans le cas travée de rive :

$$M_0^1 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.35 \times 3.6^2}{8} = 10.29 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \rightarrow M_t \geq 7.203 \text{ kN.m} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \rightarrow M_t \geq 6.39 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_t^1 = 7.203 \text{ kN.m}$

Travée	L (m)	P _u (kN/ml)	M ₀ (kN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
01	3.6	6.354	10.29	2.058	5.885	7.203	13.64	-10.37
02	3.85	6.354	11.77	5.885	4.708	7.062	14.98	-12.54
03	3.85	6.354	11.77	4.708	5.885	7.062	14.98	-11.93
04	3.6	6.354	10.29	5.885	2.058	7.203	13.64	-12.5

Tableau III-8 des sollicitations ELU

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

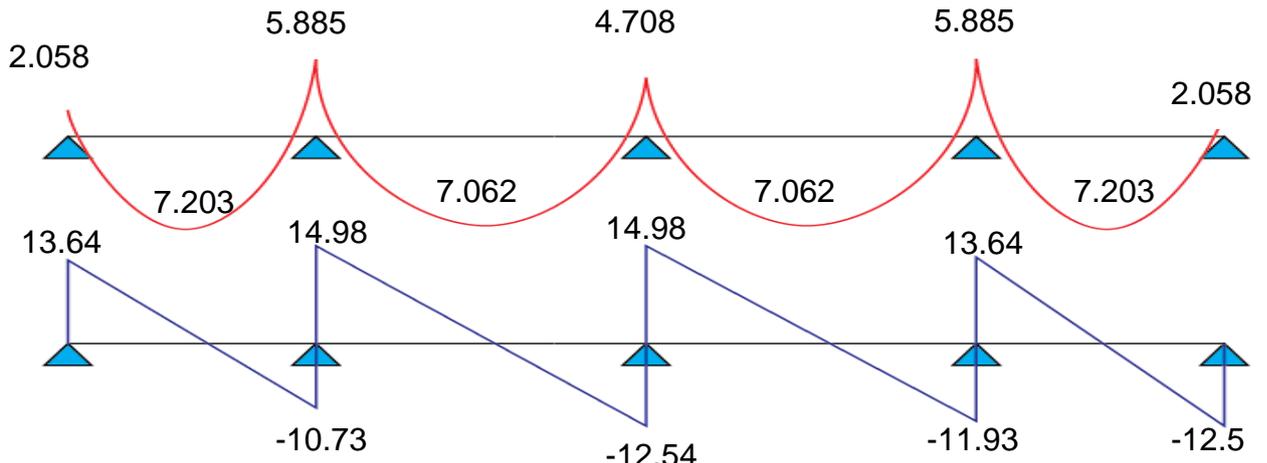


Figure III-10 diagramme étagé terrasse ELU

• ELS :

Travée	L (m)	P_{ser} (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
01	3.6	4.634	7.51	1.502	4.295	5.257	9.95	-7.57
02	3.85	4.634	8.59	4.295	3.436	5.154	10.92	-9.14
03	3.85	4.634	8.59	3.436	4.295	5.154	10.92	-8.7
04	3.6	4.634	7.51	4.295	1.502	5.257	9.95	-9.12

Tableau III-9 des sollicitations ELS

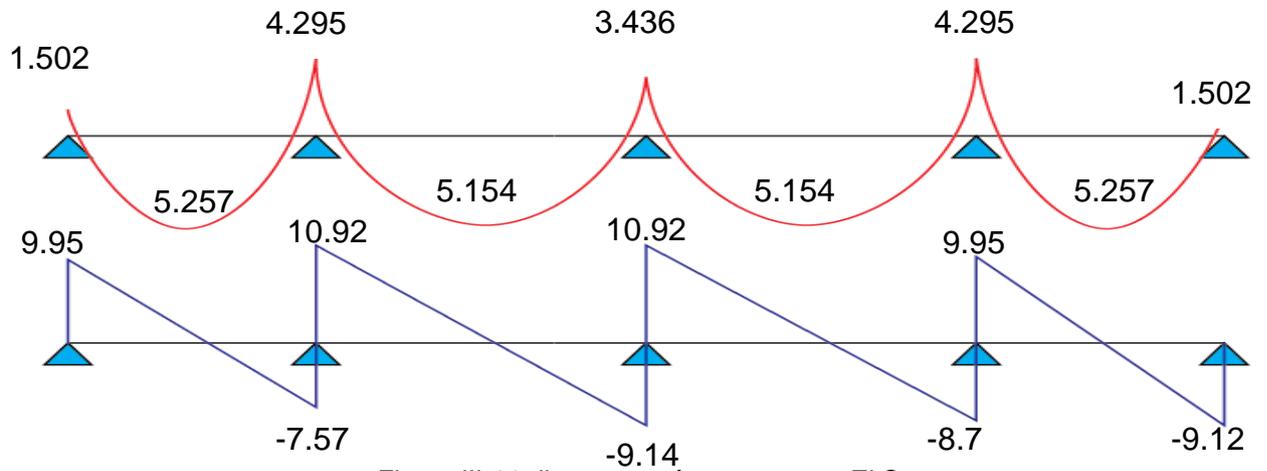


Figure III-11 diagramme étagé terrasse ELS

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

B. Plancher étage courant :



• ELU :

Travée	L (m)	P_u (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
01	3.6	6.026	9.76	1.952	4.88	6.832	12.74	-10.03
02	3.6	6.026	9.76	4.88	5.585	5.36	13.75	-10.65
03	3.85	6.026	11.17	5.585	4.468	6.7	14.21	-11.89
04	3.85	6.026	11.17	4.468	5.585	6.7	14.21	-11.31
05	3.6	6.026	9.76	5.585	4.88	5.36	13.75	-11.04
06	3.6	6.026	9.76	4.88	1.952	6.832	12.74	-11.66

Tableau III-10 des sollicitations ELU

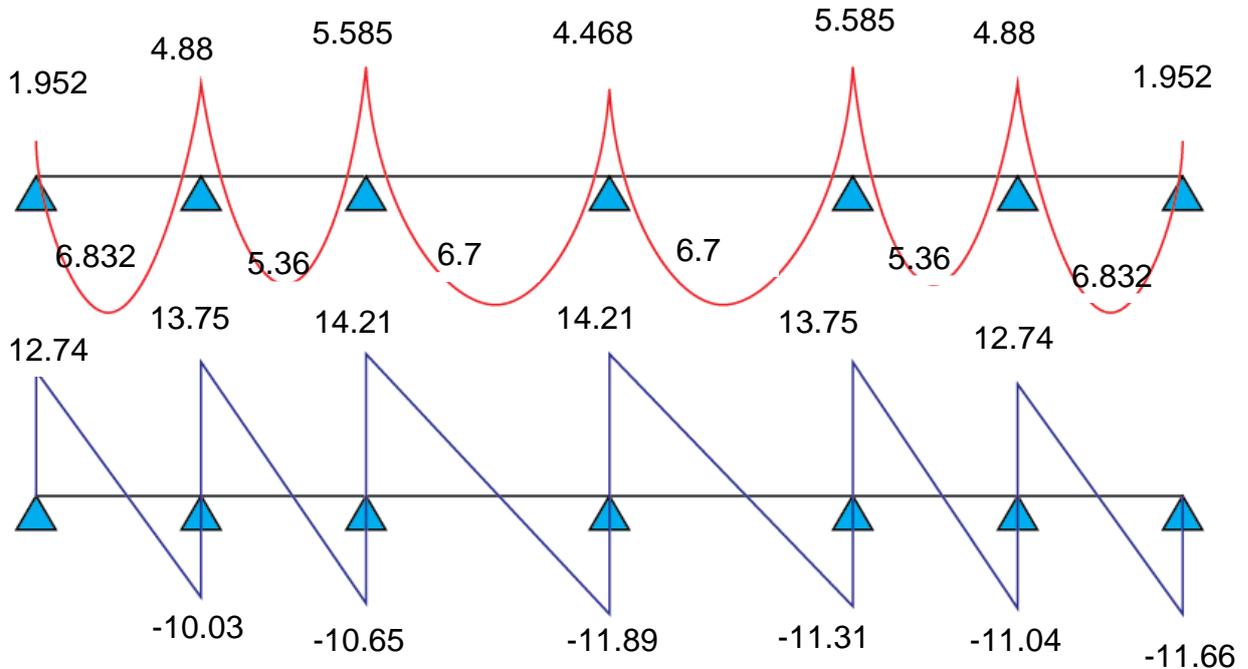


Figure III-12 diagramme étage courant ELU

• ELS:

Travée	L (m)	P_u (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
01	3.6	4.355	7.055	1.411	3.527	4.94	9.21	-7.25
02	3.6	4.355	7.055	3.527	4.034	3.88	9.94	-7.7
03	3.85	4.355	8.069	4.034	3.227	4.84	10.27	-8.59
04	3.85	4.355	8.069	3.227	4.034	4.84	10.27	-8.17
05	3.6	4.355	7.055	4.034	3.527	3.88	9.94	-7.98
06	3.6	4.355	7.055	3.527	1.411	4.94	9.21	-8.43

Tableau III-11 des sollicitations ELS

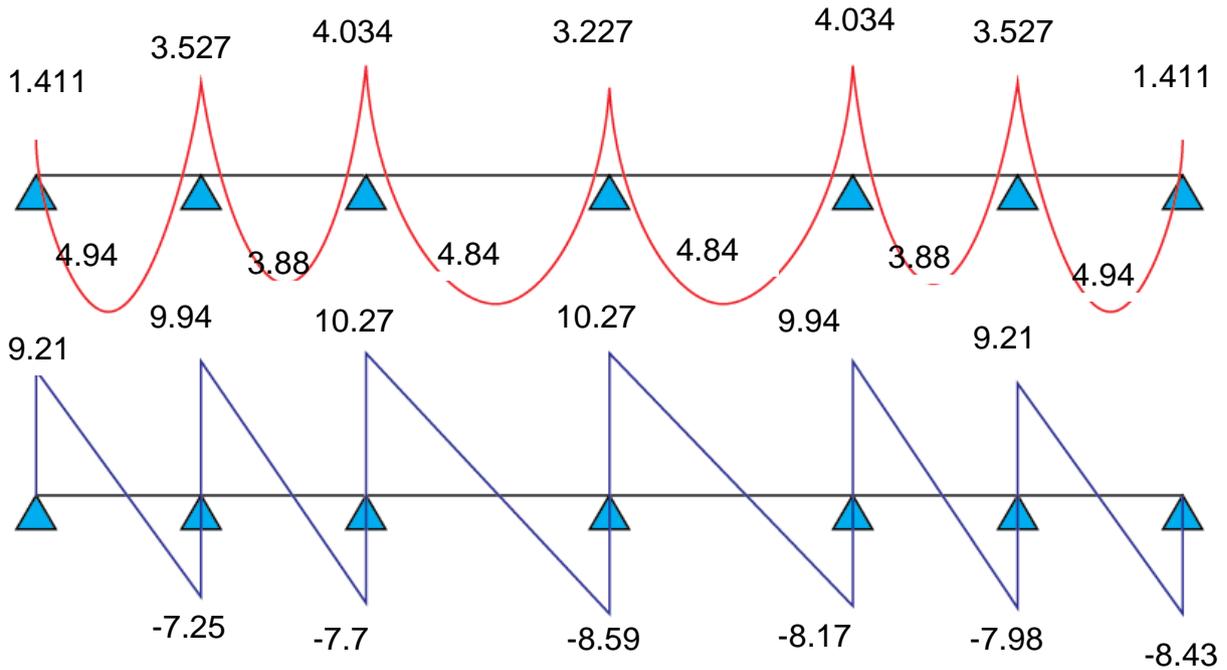
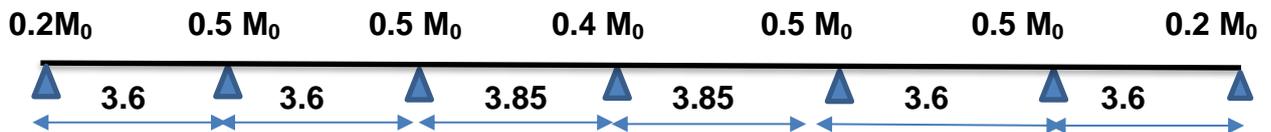


Figure III-13 diagramme étage courant ELS

C. Plancher étage service :



• ELU:

Travée	L (m)	P_u (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
01	3.6	8.313	13.46	2.692	6.73	9.422	17.58	-13.84
02	3.6	8.313	13.46	6.73	7.7	7.40	18.97	-14.69
03	3.85	8.313	15.40	7.7	6.16	9.24	19.60	-16.40
04	3.85	8.313	15.40	6.16	7.7	9.24	19.60	-15.60
05	3.6	8.313	13.46	7.7	6.73	7.4	18.97	-15.23
06	3.6	8.313	13.46	6.73	2.692	9.422	17.58	-16.08

Tableau III-12 des sollicitations ELU

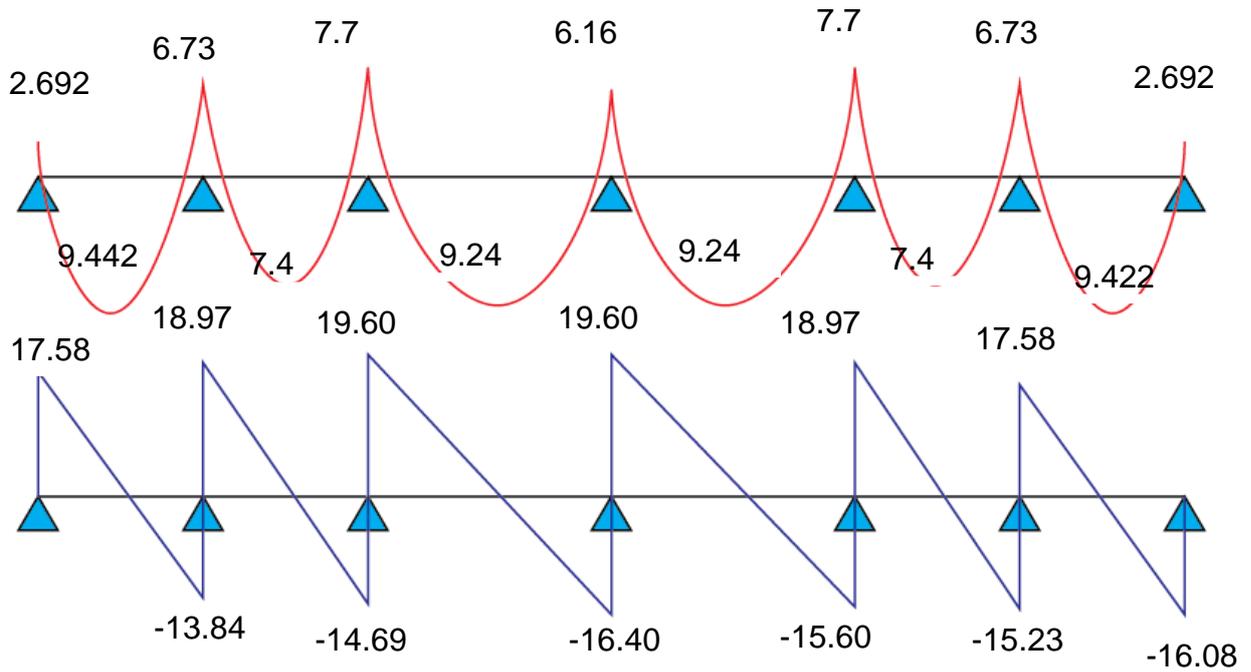


Figure III-14 diagramme étage service ELU

• ELS:

Travée	L (m)	P_u (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
01	3.6	5.88	9.525	1.905	4.763	6.667	12.436	-9.79
02	3.6	5.88	9.525	4.763	5.445	5.238	12.436	-10.39
03	3.85	5.88	10.89	5.445	4.356	6.534	13.05	-11.60
04	3.85	5.88	10.89	4.356	5.445	6.534	13.05	-11.04
05	3.6	5.88	9.525	5.445	4.763	5.238	12.436	-10.77
06	3.6	5.88	9.525	4.763	1.905	6.667	12.436	-11.38

Tableau III-13 des sollicitations ELS

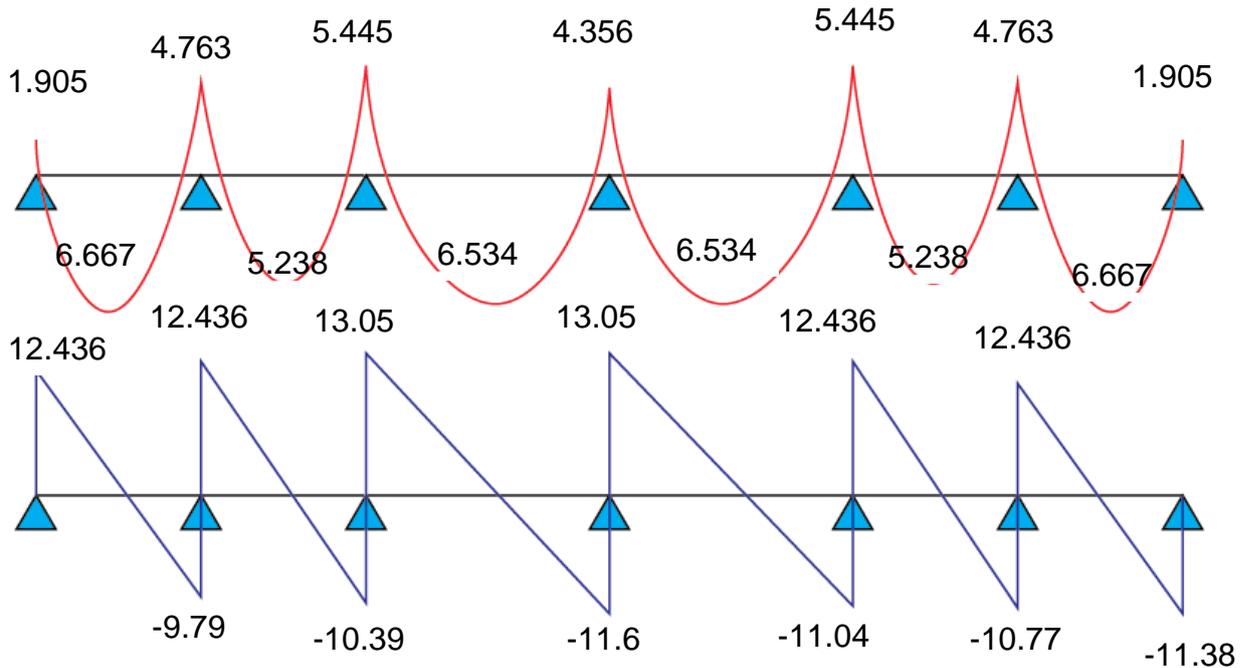


Figure III-15 diagramme étage service ELS

III.4.4 Ferrailage des poutrelles :

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section T é soumise à la flexion simple.

Type de plancher	ELU			ELS		
	$M_A(\max)$	$M_t(\max)$	$V(\max)$	$M_A(\max)$	$M_t(\max)$	$V(\max)$
Plancher terrasse	5.885	7.203	14.98	4.295	5.257	10.92
Plancher courant	5.585	6.832	14.21	4.034	4.94	10.27
Plancher service	7.7	9.422	19.6	5.445	6.667	13.05

Tableau III-14 III.4.4 sollicitations des poutrelles

- Plancher terrasse :
 1. Armature longitudinale :

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$
 $h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

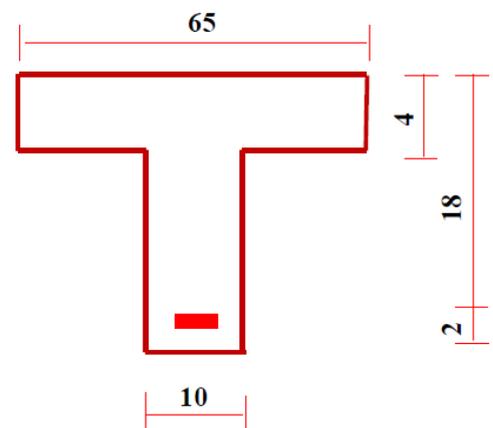


Figure III-16 démontions des poutrelles

1.1. E.L.U:

❖ En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_{te} = \delta_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.02)$$

$$M_{te} = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{max} = 7.203 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$$ubu = \frac{7.203 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.024$$

$$0.024 < 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.03$$

$$z = 18(1 - 0.4 \times 0.03) = 17.78 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{7.203 \times 10^{-3}}{0.1778 \times 347.8} = 1.165 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

• Pourcentage minimal :

$$0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A_{calculé}, A_{min}, A_{pm})$:

$$A = 1.41 \text{ cm}^2$$

soit : **2HA 10** \longrightarrow **1.57 cm²**

❖ En appui:

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$ubu = \frac{5.885 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.128$$

$$0.128 < 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.128}) = 0.172$$

$$z = 18(1 - 0.4 \times 0.172) = 16.76 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{5.885 \times 10^{-3}}{0.1676 \times 347.8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$0.001 \times b \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_{pm}) :$

$$\mathbf{A=1.01 \text{ cm}^2}$$

soit : 2HA 10 \rightarrow 1.57cm²

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad [15]$$

$$V_{u \max} = 14.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14.98 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.83 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \text{OK} \quad [15]; [5]$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Calcul des armatures transversales CBA93 (Article A.5.1.2.2)**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_L \frac{b_0}{10}\right) = 5.71 \text{ mm}$$

Φ_t : diamètre maximale des armatures longitudinales.

On adopte une épingle avec $A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

	A_{calc} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	$A_r \text{ adop}$ (cm ²)
Travée	1.165	1.3	1.41	1.41	2HA10=1.57	2Φ 6 =0.57
Appuis	1.01	0.2	0.22	1.01	2HA10=1.57	2Φ6 = 0.57

Tableau III-15 des armatures transversales

- **Espacement**

$$S_t \leq \min \begin{cases} \min\{0,9 \cdot d; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0.57 \times 235}{10 \times 0,4} = 33.48\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0,9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} = 60.27\text{cm} \end{cases}$$

$\alpha=90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $k=1$ (pas de reprise de bétonnages, flexion simple et fissuration peu nuisible).

$$S_t = \min. (16.20; 33.48; 60.27)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification des armatures longitudinales**

- ✓ **Appui de rive**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times v_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 14.98 \times 10^{-3}}{400} = 0,43 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Avec $A_L = A_{travée} + A_{appui}$

$$A_L = 2HA10 + 2HA10 = 3.14cm^2 > 0.43cm^2$$

c.v

✓ **L'appui intermédiaire**

$$A_L \geq (v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (14.98 - \frac{7.203}{0.9 \times 0.18}) 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 = -0.85cm^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_L)

- **Vérification de la jonction table-nervure**

$$\frac{\tau_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,275m$$

$$\tau_u = \frac{14.98 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

c.v

Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.4.5 Vérifications à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **État limite de compression du béton :**

✓ **En travée :**

$$M_t^{max} = 5.257 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : $A'=0$

$$y=3.26 \text{ cm.}$$

[11]

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = 5867.31 \text{ cm}^4$$

[12]

➤ **Vérification des contraintes :**

- Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = 2.92 \text{ MPA} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots ok$$

[13] ; [4]

✓ **En appui :**

$$M_t^{max} = 4.295 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : $A'=0$

$$y=7.14 \text{ cm.}$$

[11]

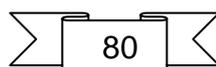
Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = 3990.79 \text{ cm}^4$$

[12]

➤ **Vérification des contraintes :**

- Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$



$$\delta_{bc} = 7.68 \text{ MPA} < \delta_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ok}$$

[13]; [4]

• **Vérifications de la flèche : CBA93 (Article B .6.5.2)**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{345} = 0.057 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{NON}$$

$$\checkmark \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.0013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{345} = 0.057 \geq \frac{5.257}{10 \times 7.51} = 0.07 \dots \dots \dots \text{NON}$$

Les conditions si après ne sont pas vérifier donc il faut calculer la flèche.

❖ **Calcul de la flèche :**

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

f_{gv}, f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Évaluation des moments en travée :**

$$q_{jser} = 0.65 \times G_j = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$$q_{gser} = 0.65 \times G_g = 0.65 \times 6.13 = 3.98 \text{ KN/m}$$

La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G_p + Q) = 0.65 \times (6.13 + 1) = 4.63 \text{ KN/m}$$

La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.85 \times 3.45^2}{8} = 2.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.98 \times 3.45^2}{8} = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.63 \times 3.45^2}{8} = 6.89 \text{ KN.m}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 3.26 \text{ cm}$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right] = 3673.87 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$\rho = \frac{1.57}{10 \times 18} = 8.72 \times 10^{-3}$$

Alors :

$$\lambda_I = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho}$$

$$\lambda_I = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65}\right) 8.72 \times 10^{-3}} = 4.89 \text{ MPA}$$

Déformation instantanée

$$\lambda_v = \frac{2\lambda_I}{5}$$

$$\lambda_v = \frac{2(4.89)}{5} = 1.96 \text{ MPA}$$

Déformation différée:

- **les contraint sur la section droite :**

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{jser}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 \times 2.75 \times 10^{-3}(0.18 - 0.0326)}{5867.31 \times 10^{-8}} = 103.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{og}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 \times 5.92 \times 10^{-3}(0.18 - 0.0326)}{5867.31 \times 10^{-8}} = 223.09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{15M_{op}(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{15 \times 6.89 \times 10^{-3}(0.18 - 0.0326)}{5867.31 \times 10^{-8}} = 259.64 \text{ Mpa}$$

- **Calcul les coefficients μ :**

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sj}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00872 \times 103.63) + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sg}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00872 \times 223.09) + 2.1} = 0.63$$

$$\mu_{sP} = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_{sP}) + f_{t28}}$$

$$\mu_{sP} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.00872 \times 259.64) + 2.1} = 0.67$$

- **Calcul les inerties effectives :**

$$I_{ji} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times 3673.87}{1 + 4.89 (0.36)} = 1464.01 \text{ cm}^2$$

$$I_{gi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times 3673.87}{1 + 4.89(0.63)} = \mathbf{990.33cm^2}$$

$$I_{pi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \times \mu_{sj}}$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times 3673.87}{1 + 4.89(0.87)} \Rightarrow \mathbf{I_{pi} = 769.13cm^2}$$

$$I_{gv} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_v \times \mu_{sg}}$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 3673.87}{1 + 1.96(0.63)} \Rightarrow \mathbf{I_{gv} = 1808.33cm^2}$$

- **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.20Mpa$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_v = 10818.86 Mpa$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser}L^2}{10E_iI_{gi}}$$

$$f_{gi} = \frac{5.92(3.45)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 990.33} = \mathbf{0.022cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser}L^2}{10E_iI_{ji}}$$

$$f_{ji} = \frac{2.75(3.45)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 1464.01} = \mathbf{0.007cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser}L^2}{10E_iI_{pi}}$$

$$f_{pi} = \frac{6.89(3.45)^2 \times 10^5}{10 \times 32164.20 \times 769.13} = \mathbf{0.033 cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser}L^2}{10E_vI_{gv}}$$

$$f_{gv} = \frac{5.92(3.45)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.86 \times 1808.33} \Rightarrow \mathbf{f_{gv} = 0.012 cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.012 - 0.007 + 0.033 - 0.022 \Rightarrow \Delta f_t = \mathbf{0.016cm}$$

- La flèche admissible pour une poutre inférieur à 5m est (CBA 93 art B 5 6 3) :

$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = \mathbf{0.69 cm}$$

$$\Delta f_t = \mathbf{0.016cm} < \Delta f_{adm} = \mathbf{0.69cm}$$

Vérifie

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

plancher		Terrasse	Étages courants	Étage service
Travées	M_t (KN.m)	7.203	6.832	9.422
	μ_{bu}	0.024	0.023	0.032
	α	0.03	0.029	0.041
	Z (cm)	17.78	17.79	17.70
	A (cm ²)	1.165	1.10	1.53
	A_{min} (cm ²)	1.41	1.41	1.41
	A_{adop} (cm²)	1.41	1.41	1.53
appuis	M_a (KN.m)	5.885	5.585	7.7
	μ_{bu}	0.128	0.121	0.167
	α	0.172	0.162	0.23
	Z (cm)	16.76	16.83	16.34
	A (cm ²)	1.01	0.95	1.35
	A_{min} (cm ²)	0.22	0.22	0.22
	A_{adop} (cm²)	1.01	0.95	1.35

Tableau III-16 ferrailage des poutrelles

Plancher	Travées (cm ²)	Appuis (cm ²)	V_u (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)
Terrasse	2HA10=1.57	2HA10=1.57	14.98	0.83	3.33
Étages courants	2HA10=1.57	2HA8=1.01	14.21	0.79	3.33
Étages service	2HA10=1.57	2HA10=1.57	19.6	1.09	3.33

Tableau III-17 vérifications des efforts tranchants

plancher	Travées			Appuis			$\bar{\sigma}$ (MPa)
	M_t (KN.m)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	
Terrasse	5.257	5867.31	2.92	4.295	3990.79	7.68	15
Étages courants	4.94	5867.31	2.74	4.034	3990.79	7.21	15
Étages service	6.667	5867.31	3.70	5.445	3990.79	9.74	15

Tableau III-18 vérification des contraintes

Plancher	Terrasse	Étages courants	Étages service
q_{jser} (KN/m)	1.85	2.5	1.85
q_{gser} (KN/m)	3.98	3.38	3.38
q_{pser} (KN/m)	4.63	4.355	5
M_{jser} (KN.m)	2.75	3.72	2.75
M_{gser} (KN.m)	5.92	5.03	5.03
M_{pser} (KN.m)	6.89	6.44	7.44
Δf_t (cm)	0.016	0.025	0.034
Δf_{adm} (cm)	0.69	0.69	0.69
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III-19 vérification de la flèche

III.4.6 Schéma de ferrailage :

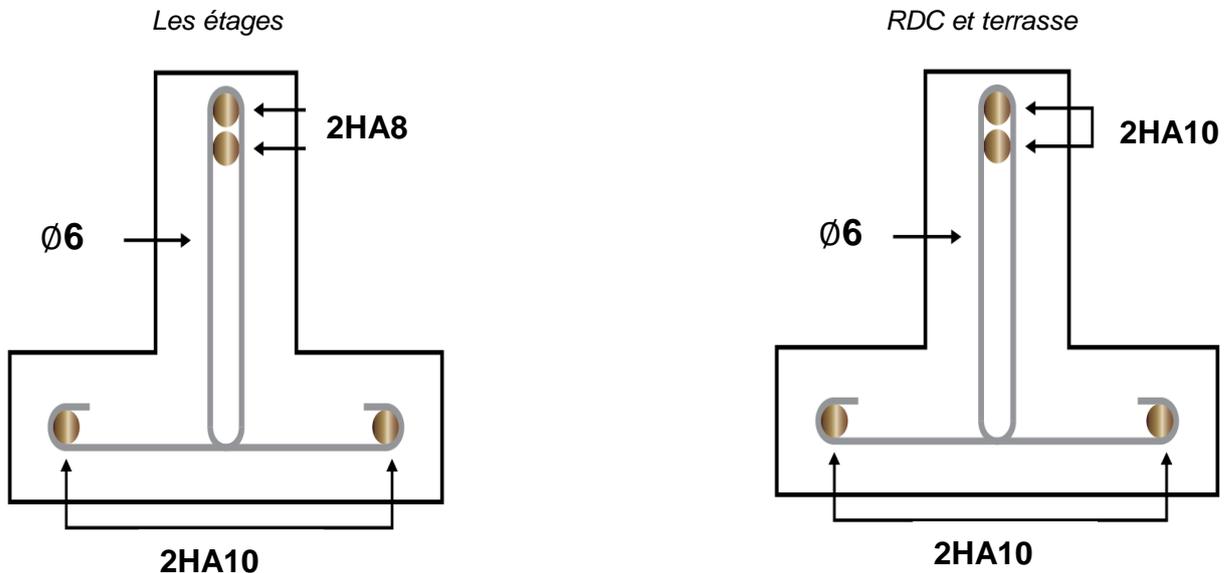


Figure III-17 ferrailage de poutrelle

III.4.7 Ferrailage de la dalle de compression :

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale

$$A_{\perp} = 0.02 l \frac{200}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

CBA art (B.6.8.4.2.3)

On adapte : 5 HA 5 \rightarrow 0.98 cm²

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adapte : 3 HA 5 \rightarrow 0.59 cm²

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\varnothing 6$ (20x20)

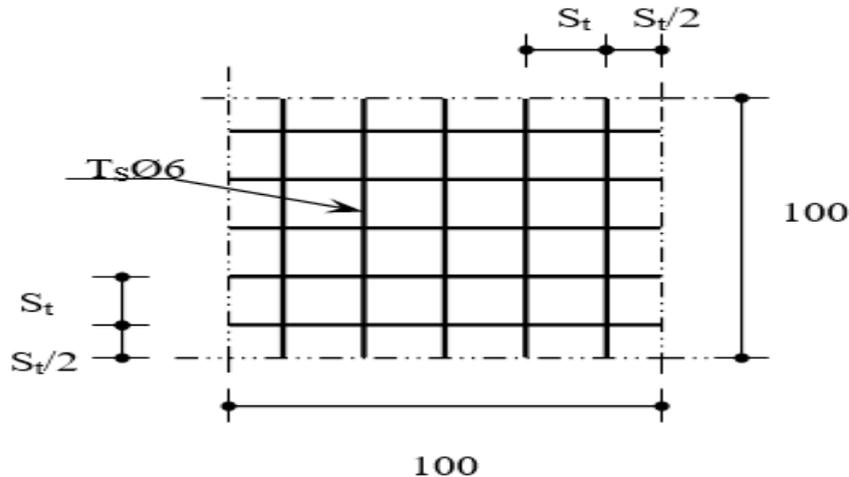


Figure III-18 schéma ferrailage dalle compression

III.5 Étude des dalles pleines :

III.5.1 Dalle pleine sur trois appuis (palier)

❖ Évaluation des charges :

$$G = 4.99 \text{ KN.m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.49 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : P_s = G + Q = 7.49 \text{ KN.m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.05}{3.15} = 0.65 > 0.4$$

Donc La dalle travaille selon deux sens L_x et L_y

$$\text{On a : } \frac{l_y}{2} = 1.575 \text{ m} \leq l_x = 2.05 \text{ m}$$

$$\text{alors } \begin{cases} M_{0y} = \frac{p \times l_y^2}{8} \times \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p \times l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{p \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

• Calcul a l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{0y} = 26.85 \text{ KN.m}^2 \\ M_{0x} = 15.06 \text{ KN.m}^2 \end{cases}$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 12.80 \text{KN.m}^2 \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 22.83 \text{KN.m}^2 \end{cases}$$

$$M_y^a = M_x^a = -0.3 \times M_{0y} = -8.05 \text{KN.m}^2$$

- **Ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{m}^2$

Sens	Localisation	M (KN.m ²)	A Calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A adop (cm ²)
Sens x-x	En travée	12.80	2.91	1.57	4HA10=3.14
	En appui	-8.05	1.81	1.57	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	22.83	5.32	1.57	5HA12=5.65
	En appui	-8.05	1.81	1.57	4HA8=2.01

Tableau III-20 Ferrailage dalle plan trois appuis

- **Espacement (St) :**

$$St_x < \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33)$$

$$St_x < 33 \text{ cm}$$

$$St_y < \min(4 \times e ; 33 \text{ cm}) = \min(60 ; 33)$$

$$St_y < 33 \text{ cm}$$

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

$$V_{max} = V_u^x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{max} = V_u^x = \frac{10.49 \times 2.05}{2} \times \frac{3.15^4}{2.05^4 + 3.15^4}$$

$$V_{max} = V_u^x = 9.12 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0.00912}{1 \times 0.13} = 0.07 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \text{ OK}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{0y} = 9.29 \text{KN.m}^2 \\ M_{0x} = 10.75 \text{KN.m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 9.14 \text{KN.m}^2 \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 7.9 \text{KN.m}^2 \end{cases}$$

$$M_y^a = M_x^a = -0.3 \times M_{0x} = -3.23 \text{KN.m}^2$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

➤ État limite de compression du béton

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	vérification
Selon x-x	9.14	3.06	5608	5	15	vérifier
Selon y-y	7.9	3.92	8995.2	3.44	15	vérifier
appui	-3.23	2.51	3844.8	2.1	15	vérifier

Tableau III-21 Vérification des contraintes

➤ Vérification de la flèche: CBA93 (Article B .7.5)

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant :

$$\checkmark \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_y^t}{20 \times M_0^x} \Rightarrow \frac{0.15}{2.05} = 0.073 \geq \frac{22.83}{20 \times 26.85} = 0.043 \dots \dots \dots \text{OK}$$

❖ Schéma de ferrailage :

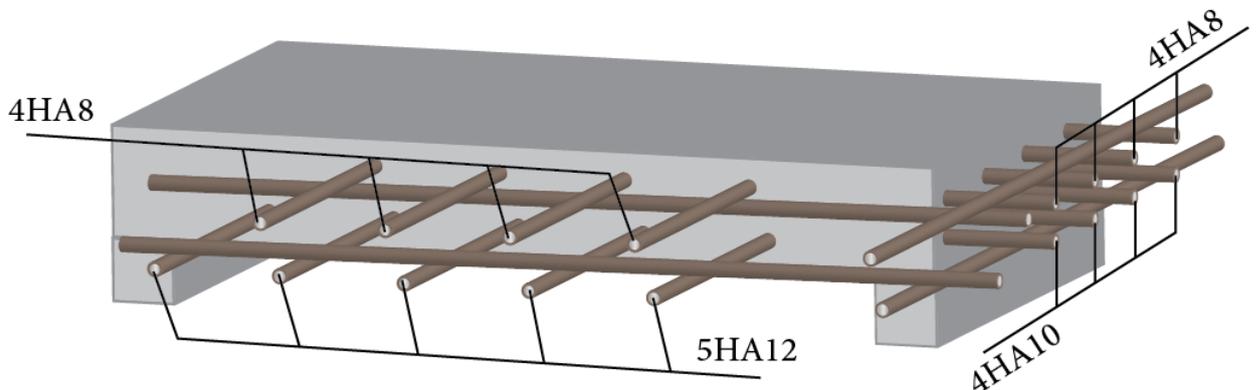


Figure III-19 dalle pleine 3 appuis

III.5.2 Dalle pleine sur quatre appuis

❖ Évaluation des charges :

G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)	ρ	Observation	Donc
5.2	2.5	10.77	7.7	0.62	$\rho > 0.4$	travail selon deux sens

Tableau III-22 sollicitation dalle pleine

1) Calcul à l'ELU : $V=0$; $\rho = 0.62$

De tableau on tire les valeurs de et qui correspondent U_x, U_y à $V=0$; $\rho = 0.62$
Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $h = 15\text{cm}$ (Épaisseur de la dalle)

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

$$\begin{cases} U_x = 0.0785 \\ U_y = 0.330 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_{ox} = u_x \times L_x^2 \times p_u = 3.21 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 1.06 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 3.21 = 2.4 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 1.06 = 0.795 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 3.21 = -1.6 \text{ KN.m}$$

• Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$

Sens	Localisation	M (KN. m ²)	A Calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A adop (cm ²)
Sens x-x	En travée	2.4	0.43	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-1.6	0.35	1.57	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	0.795	0.18	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-1.6	0.35	1.57	4HA8=2.01

Tableau III-23 Ferrailage dalle plan quatre appuis

• Espacement (St) :

$$St_x < \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33)$$

$$St_x < 33 \text{ cm}$$

$$St_y < \min(4 \times e ; 33 \text{ cm}) = \min(60 ; 33)$$

$$St_y < 33 \text{ cm}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = V_u^x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = 0.07 \text{ MPA} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPA} \quad OK$$

2) Vérification à l'ELS : V=0.2 ; ρ = 0.62

$$\begin{cases} U_x = 0.0837 \\ U_y = 0.497 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_{ox} = u_x \times L_x^2 \times p_s = 2.45 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 1.22 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 2.45 = 1.84 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 1.22 = 0.91 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 2.45 = -1.225 \text{ KN.m}$$

➤ **État limite de compression du béton**

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	vérification
Selon x-x	1.84	2.51	3844.8	1.2	15	vérifier
Selon y-y	0.91	2.51	3844.8	0.59	15	vérifier
appui	-1.225	2.51	3844.8	0.8	15	vérifier

Tableau III-24 vérification des contraintes

➤ **Vérification de la flèche: CBA93 (Article B .7.5)**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant :

$$\checkmark \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \Rightarrow \frac{0.15}{1.95} = 0.076 \geq \frac{2.4}{20 \times 3.21} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{OK}$$

❖ **Schéma de ferrailage**

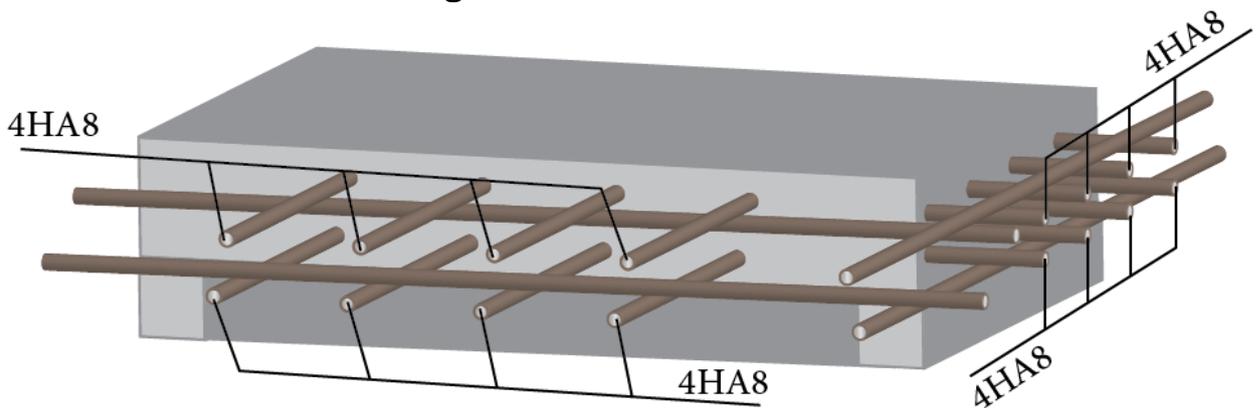


Figure III-20 dalle plane 4 appuis

III.5.3 Étude de la dalle d'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $L_x=2.15 \text{ m}$, $L_y=3.15 \text{ m}$ donc la surface $S=6.77 \text{ m}^2$

➤ **Caractéristiques de l'ascenseur :**

L : Longueur de l'ascenseur=140cm.

I : Largeur de l'ascenseur=110cm.

H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.

F_c : Charge due à la cuvette =145KN.

P_m : Charge due à l'ascenseur =15KN.

D_m : Charge due à la salle des machines =51KN.

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$

➤ **Évaluation des charges et surcharges**

Poids propre de la dalle et de revêtement

$$G_1 = 25 \times 0.15 \times 22 \times 0.05 = 4.125 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la cuvette

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = 21.42 \text{ KN/m}^2$$

Poids total

$$G_t = G_1 + G_2 = 4.125 + 21.42 = 25.54 \text{ KN/m}^2$$

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

1 er Cas : charge uniformément répartie

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_t + 1.5 Q = 35.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.15}{3.15} = 0.68 > 0.4 \text{ Donc La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0710 \\ U_y = 0.4034 \end{cases} \begin{cases} M_{ox} = u_x \times L_x^2 \times q_u = 11.81 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 4.76 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 11.81 = 8.857 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 4.76 = 3.57 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 11.82 = -5.905 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$

Sens	Localisation	M (KN. m ²)	A Calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A adop (cm ²)
Sens x-x	En travée	8.85	2	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-5.905	1.3	1.57	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	3.57	0.8	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-5.905	1.3	1.57	4HA8=2.01

Tableau III-25 ferrailage de la dalle d'ascenseur

• **Espacement (St) :**

$$St_x < \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33)$$

$$St_x < 33 \text{ cm}$$

$$St_y < \min(4 \times e ; 33 \text{ cm}) = \min(60 ; 33)$$

$$St_y < 33 \text{ cm}$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

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

$$V_{max} = V_u^x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 34.43 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = 0.015 \text{ MPA} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{OK}$$

3) Vérification à l'ELS : V=0.2 ; $\rho = 0.68$

A l'ELS :

$$q_s = G_t + Q = 26.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} U_x = 0.0767 \\ U_y = 0.5584 \end{cases} \dots \dots \dots \begin{cases} M_{ox} = u_x \times L_x^2 \times p_s = 9.41 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 5.25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 9.41 = 7.06 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 5.25 = 3.94 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Moment en appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 9.41 = -4.705 \text{ KN.m}$$

➤ **État limite de compression du béton**

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	vérification
Selon x-x	7.06	2.51	3844.8	4.6	15	vérifier
Selon y-y	3.94	2.51	3844.8	2.57	15	vérifier
appui	-4.705	2.51	3844.8	3.07	15	vérifier

Tableau III-26 vérification des contraintes

➤ **Vérification de la flèche: CBA93 (Article B .7.5)**

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant :

$$\checkmark \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \Rightarrow \frac{0.15}{2.15} = 0.069 \geq \frac{7.06}{20 \times 9.41} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{OK}$$

2^{eme} Cas : charge centrée

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

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$v \times u$: Surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

$$a_0 + b_0 = 80 \text{ Cm}$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

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

$$\text{Donc } \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} u = p_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ v = p_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } v : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} ELU = 0 \\ ELS = 0.2 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M_1 & \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho & \frac{u}{l_x} &= 0.48 \text{ et } \rho = 0.68 \\ M_2 & \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho & \frac{v}{l_y} &= 0.33 \text{ et } \rho = 0.68 \end{aligned}$$

En se réfère à l'annexe on trouve $M_1=0.098$ et $M_2=0.115$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = p_u \times M_1 \\ M_{y1} = p_u \times M_2 \end{cases}$$

on a $g = D_m + P_m + P_{\text{persons}} = 72.3 \text{ KN}$
 $P_u = 1.35 \times g = 97.6 \text{ KN}$
 $M_{x1} = 9.56 \text{ KN.m}$
 $M_{y1} = 11.22 \text{ KN.m}$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x2} = u_x \times L_x^2 \times p_u = 2.317 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = M_{x2} \times u_y = 0.934 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.87 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.15 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de la continuité il ya lieu de corriger ces moments :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 11.87 = 8.9 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 12.15 = 9.11 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 12.15 = -6.075 \text{ KN.m}$$

Sens	Localisation	M (KN.m ²)	A Calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A adop (cm ²)
Sens x-x	En travée	8.9	2	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-6.075	1.36	1.57	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	9.11	2	1.57	4HA8=2.01
	En appui	-6.075	1.36	1.57	4HA8=2.01

Tableau III-27 ferrailage de la dalle d'ascenseur

➤ Vérification au poinçonnement

$$P_u < 0.045 \times U_c \times h \times \frac{F_{C28}}{\gamma_B}$$

U_c : périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = (105+105) \times 2 = 420 \text{ cm}$$

$$P_u < 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5}$$

$$P_u = 97.6 \text{ KN} < 472 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b \times d} < \overline{\tau}$$

$$v_{max} = \frac{p_u}{3 \times a_0} = 40.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.313 \text{ MPA} < \overline{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

➤ Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 8.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 9.73 \text{ kN.m}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.125 + 1 = 5.125 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = u_x \times L_x^2 \times q_{ser} = 1.81 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = M_{x2} \times u_y = 0.267 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.06 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.997 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de la continuité il ya lieu de corriger ces moments :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 11.06 = 8.295 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 9.997 = 7.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 11.06 = -5.53 \text{ kN.m}$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

➤ État limite de compression du béton

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{adm} (MPA)	vérification
Selon x-x	8.29	2.51	3844.8	5.7	15	vérifier
Selon y-y	7.5	2.51	3844.8	5.16	15	vérifier
appui	-5.53	2.51	3844.8	3.8	15	vérifier

Tableau III-28 vérification des contraintes

➤ Vérification de la flèche: CBA93 (Article B.7.5)

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivant :

$$\checkmark \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \Rightarrow \frac{0.15}{2.15} = 0.069 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{OK}$$

❖ Schéma de ferrailage :

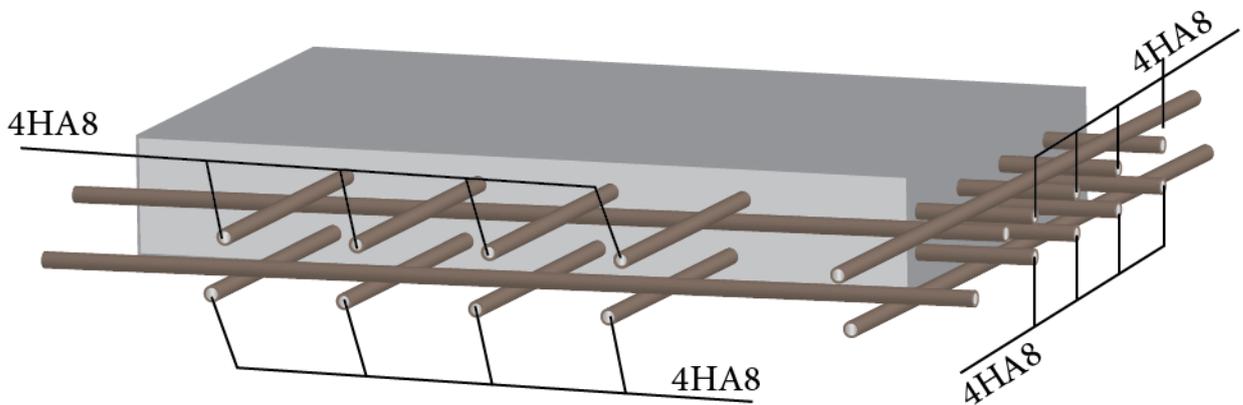


Figure III-21 dalle d'ascenseur

An abstract graphic consisting of several overlapping, wavy bands of color. The primary color is a vibrant teal, which transitions into lighter shades of blue and white as the waves curve and overlap. The overall effect is fluid and dynamic, resembling a stylized wave or a ribbon.

CHAPITRE IV : **Etude dynamique et** **sismique**

IV. Etude dynamique et sismique

IV.1 Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts a été conduite par le logiciel ROBOT.

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme régulière, zone IIa, groupe d'usage 2 et hauteur > 23m).

A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifier avec le logiciel ROBOT.

IV.4 Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

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

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Avec :

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base de bâtiment. RPA (Formule 4.1)

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

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

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

❖ Coefficients d'accélération de zone « A » RPA (Tableau 4.1)

Groupe	ZONE			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV-1 Coefficients d'accélération A

{ Groupe d'usage2 ⇒ A = 0,15
Zone IIa

❖ Facteur de qualité « Q » RPA (formule 4.4)

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non

Les valeurs à retenir sont dans le RPA (tableau4.4) à noter que c'est la même dans les deux sens.

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2	Redondance en plan	oui	0
3	Régularité en plan	oui	0
4	Régularité en elevation	oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05
6	Contrôles d'exécution	non	0.05

Tableau IV-2 Facteur de qualité « Q »

Donc: $Q_x = Q_y = 1.15$

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases} \quad \text{RPA (formule 4.2)}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le RPA (tableau 4.7)

On a un site meuble S3 $\begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.5 s \end{cases}$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le RPA (tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV-3 coefficient d'amortissement critique

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc :

$$\xi = 7 \% \longrightarrow \eta = 0,88 > 0,7$$

➤ Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite Valeur obtenue par RPA (formules 4.6 et 4.7).

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le RPA (tableau 4.6). $C_T=0.05$

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

$$D = \begin{cases} Dx = 22.5 m \\ Dy = 14.5 m \end{cases}$$

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

• **Pour le sens transversal :**

$h_N = 30.69 \text{ m}$

Donc : $T = 0.65 \text{ s}$

$$T_x = 0.09 \times \frac{30.69}{\sqrt{22.5}} = 0.58 \text{ s}$$

On prendre : $T_x = \min (T , T_x)$

On a : $T_2 (s_3) = 0.5 \text{ s}$

$$\text{Alors : } D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T_x \leq 3s$$

Donc **$D_x = 1.99$**

• **Pour le sens longitudinal :**

$h_N = 30.69 \text{ m}$

Donc : $T = 0.65 \text{ s}$

$$T_y = 0.09 \times \frac{30.69}{\sqrt{14.5}} = 0.72 \text{ s}$$

On prendre : $T_y = \min (T , T_y)$

On a : $T_2 (s_3) = 0.5 \text{ s}$

$$\text{Alors : } D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T_y \leq 3s$$

Donc **$D_y = 1.85$**

❖ **Coefficient de comportement global de la structure « R »**

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction on a : $R = 5$ RPA (tableau 4.3)

Pour la justification de l'interaction portique–voiles. RPA (Art 3.4), on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales de la structure :

$$\text{Donc : } 2184,01 / 2666,62 = 81.90 \% < 20 \% \quad \text{non vérifiée}$$

Donc nous changeons la condition de système de contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction en un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé $R=3.5$ RPA (tableau 4.3)

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voile

❖ **poids de la structure « w »**

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge D'exploitation et donné par RPA (tableau 4.5)

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$ RPA (formule 4.5)

Paramètre	Résultat
A	0.15
Q	1.15
R	3.5
Dx	1.99
Dy	1.85
W	31617,73

Tableau IV-4 Tableau récapitulatif

CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

Donc la force sismique à la base de la structure dans les deux directions est :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_l = \frac{0.15 \times 1.99 \times 1.15 \times 31617,73}{3.5} = 3101.02 \text{ KN}$$
$$\Rightarrow V_t = \frac{0.15 \times 1.85 \times 1.15 \times 31617,73}{3.5} = 2882.85 \text{ KN}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par élément fini dénommé **ROBOT**

IV.5 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/V2003

IV.5.1 Vérification le période :

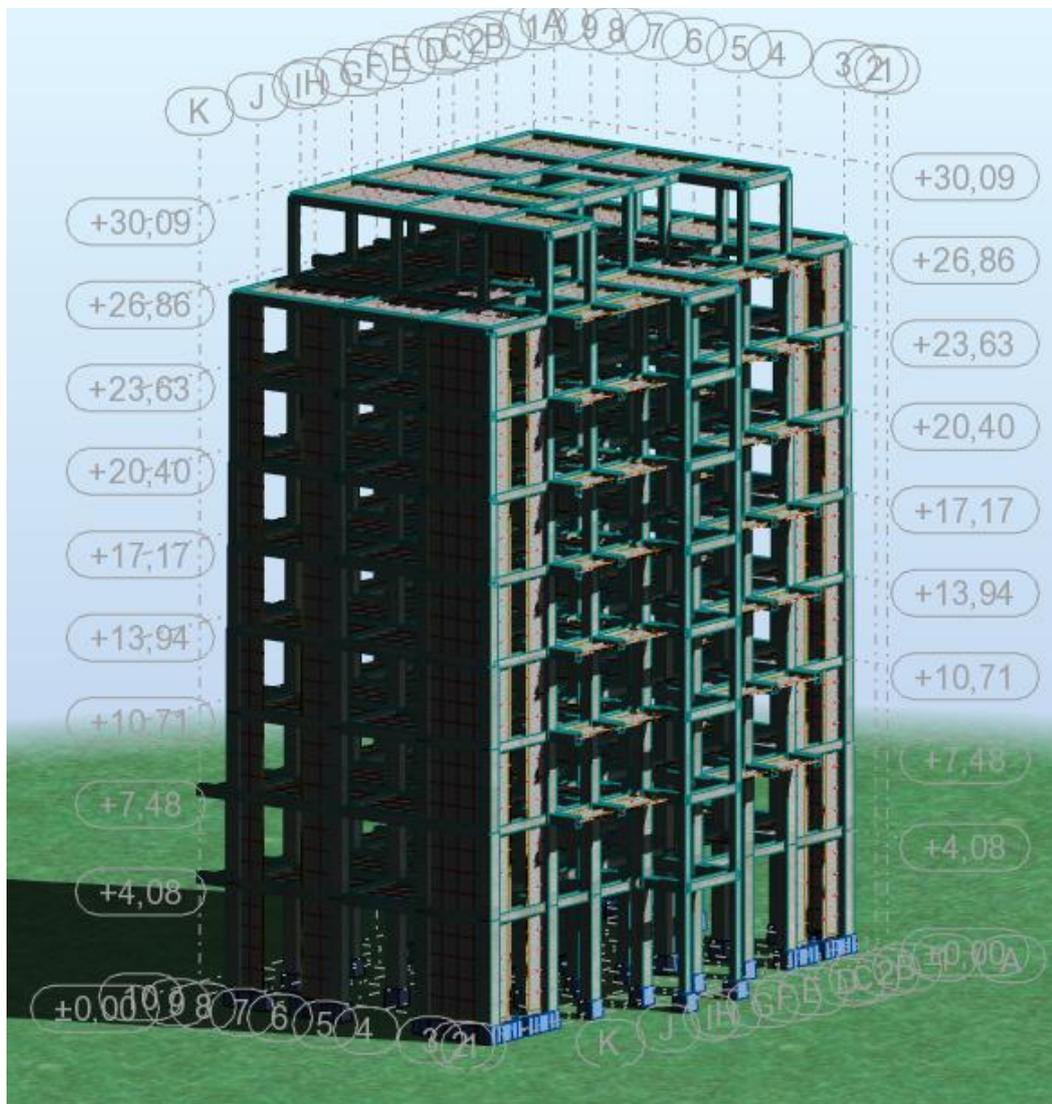


Figure IV-1 modélisation de structure

- Disposition des voiles :

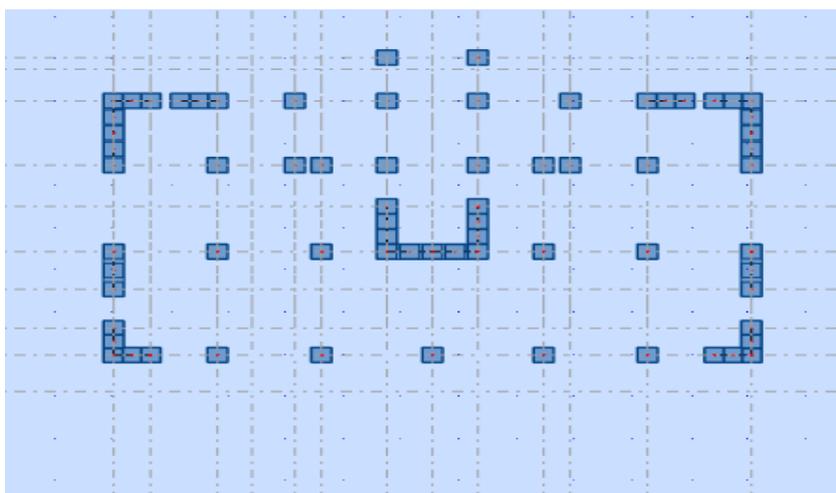


Figure IV-2 Disposition des voiles

✓ Après l'analyser par ROBOT, on obtient les résultats présentés dans le tableau suivant :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Module UX [%]	Masse Module UY [%]
1	1,55	0,65	0,00	70,20	0,00	70,20
2	1,64	0,61	69,94	70,20	69,94	0,00
3	2,15	0,47	69,94	73,37	0,00	3,17
4	5,05	0,20	69,94	89,27	0,00	15,90
5	5,76	0,17	87,08	89,27	17,14	0,00
6	6,91	0,14	87,08	89,28	0,00	0,01
7	8,60	0,12	87,08	89,98	0,00	0,70
8	9,94	0,10	87,08	94,45	0,00	4,48
9	10,84	0,09	92,57	94,45	5,49	0,00
10	14,23	0,07	92,57	95,75	0,00	1,30

Tableau IV-5 Vérification la période

Remarque :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,65s$
- ✓ Les 1ers et 2èmes modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3ème mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90%(selon le RPA99).

❖ **INTERPRETATION :**

La valeur de la période fondamentale $T=0,49s$ est inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) \begin{cases} T_x = 0.58 \text{ s} \\ T_y = 0.65 \text{ s} \end{cases}$$

$T = 0,65 \text{ s} < 1,3 \times 0,58 = 0,75 \text{ s}$ **condition vérifiée**

IV.5.2 Vérification de la résultante des forces sismiques.

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/v 2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

	V (KN)	0.8V (KN)	V_{dy} (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	3101.02	2480.81	2739.96	Vérifiée
Sens yy	2882.85	2306.28	2674,94	Vérifiée

Tableau IV-6 Vérification des forces sismiques

IV.5.3 Vérification des déplacements :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec: $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=3.5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

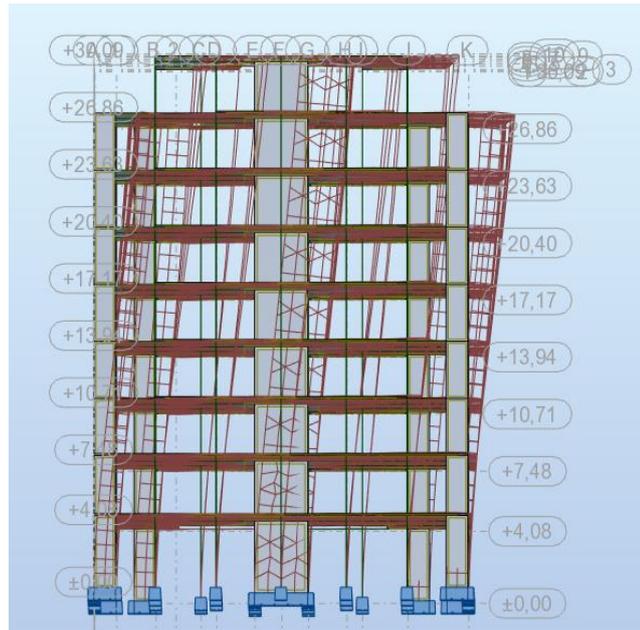


Figure IV-3 déplacement sens X-X

Niv	Sens x- x					$\frac{\Delta_k}{h_k}$
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	
1	0,3	1,05	0	1,05	408	0,002574
2	0,9	3,15	0,6	2,55	340	0,0075
3	1,6	5,6	0,7	4,9	323	0,01517
4	2,3	8,05	0,7	7,35	323	0,022755
5	3,1	10,85	0,8	10,05	323	0,031115
6	3,9	13,65	0,8	12,85	323	0,039783
7	4,7	16,45	0,8	15,65	323	0,048452
8	5,4	18,9	0,7	18,2	323	0,056347
9	6,1	21,35	0,7	20,65	323	0,063932

Tableau IV-7 Vérification des déplacements x-x

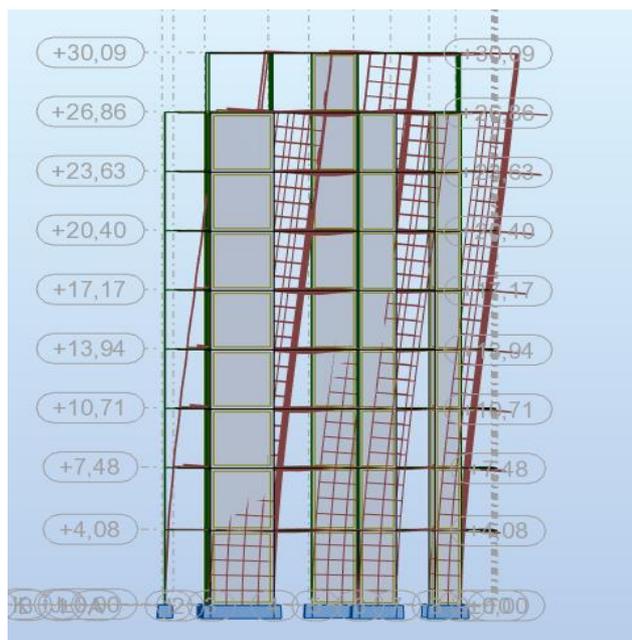


Figure IV-4 déplacement sens Y-Y

Niv	Sens y-y					Δ_k/h_k
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k	
1	0,5	1,75	0	1,75	408	0,004
2	1,1	3,85	0,7	3,15	340	0,009
3	1,9	6,65	0,7	5,95	323	0,018
4	2,6	9,1	0,8	8,3	323	0,025697
5	3,4	11,9	0,8	11,1	323	0,034365
6	4,2	14,7	0,8	13,9	323	0,043034
7	4,9	17,15	0,7	16,45	323	0,050929
8	5,5	19,25	0,6	18,65	323	0,05774
9	6,3	22,05	0,7	21,35	323	0,066099

Tableau IV-8 Vérification des déplacements y-y

D'après les tableaux, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au Centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée

IV.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0.1 \quad (\text{Art 5.9. RPA99/v2003})$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/\theta_k(1-)$.

Si $\theta_k \geq 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niv	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{K X}$ (cm)	$\Delta_{K Y}$ (cm)	V_{kX} (KN)	V_{kY} (KN)	$\theta_{k X}$	$\theta_{k Y}$	≤ 0.10
1	408	4303,5244	408	1,75	2717,17	2644,7	0,00407	0,00697	C.V
2	748	4411,8427	748	3,15	2648,74	2564,4	0,00567	0,00724	C.V
3	1071	4024,3632	1071	5,95	2487,09	2393,31	0,00740	0,00934	C.V
4	1394	3917,8233	1394	8,3	2272,35	2174,7	0,00909	0,01072	C.V
5	1717	3787,3409	1717	11,1	2006,44	1908,04	0,01104	0,01283	C.V
6	2040	3670,5935	2040	13,9	1681,1	1590,54	0,01375	0,01572	C.V
7	2363	3567,581	2363	16,45	1290,3	1216,58	0,01831	0,02041	C.V
8	2686	3512,4665	2686	18,65	814,81	757,96	0,02920	0,03217	C.V
9	3009	1045,5718	3009	21,35	238,11	202,59	0,03013	0,03661	C.V

Tableau IV-9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

On remarque que la condition $\theta \leq 0.10$ est satisfaite, donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

IV.5.5 Vérification de l'excentricité

Etage	Lx(m)	Ly(m)	e _{x1} (m)	e _{y1} (m)
1	15,83	22,10	0,79	1,11
2	15,83	22,10	0,79	1,11
3	15,83	22,10	0,79	1,11
4	15,83	22,10	0,79	1,11
5	15,83	22,10	0,79	1,11
6	15,83	22,10	0,79	1,11
7	15,83	22,10	0,79	1,11
8	15,83	22,10	0,79	1,11
9	12,05	14,90	0,60	0,75

Tableau IV-10 Vérification de l'excentricité

➤ **L'excentricité accidentelle :**

Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Donc :

Sens X : $e_{ax} = 0.05 \times 22.5 = 1,125\text{m}$

Sens Y : $e_{ay} = 0.05 \times 15.83 = 0.79\text{ m}$

Excentricité adopté :

$$e_x = \max(e_{x1}, e_{ax}) = \max(0.79, 1.125) = 1.125$$

$$e_y = \max(e_{y1}, e_{ay}) = \max(1.11, 0.79) = 1.11$$

e_x: excentricité suivent x

e_y: excentricité suivent y

IV.6 Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déferents choque extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.



CHAPITRE V :
Ferrailage des éléments
structuraux

V. Ferrailage des éléments structuraux :

V.1 Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation.

Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « CBA 93 et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

V.2 Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

Selon CBA 93 :

E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5 .2)

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

Effort normal maximal et le moment correspondant N_{\max}	—————>	$M_{\text{correspondant}}$
Effort normal minimal et le moment correspondant N_{\min}	—————>	$M_{\text{correspondant}}$
Moment maximum et l'effort normal correspondant M_{\max}	—————>	$N_{\text{correspondant}}$

V.2.1 Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;

- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- le pourcentage maximal et de : 4 % en zones courantes.
6% en zones de recouvrement.
- le diamètre minimal est de 12mm.
- la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi_1$ (zone IIa).
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.
- La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$
$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

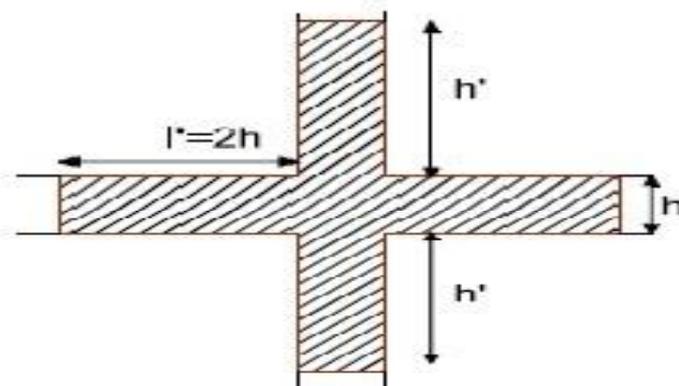


Figure V-1 zone nodale de poteau

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC	55*55	24.2	121	181.5

Tableau V-1 Les sections des armatures longitudinales

V.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau

étages	N _{max} → M _{cor}		N _{min} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		V
	N	M	N	M	M	N	
RDC et 1er	1988.61	-5.24	-1160.7	74.85	121.15	521.5	164,68
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	1408.18	40.36	-411.69	39,87	107.62	737.70	99.41
4 ^{ème}	934.49	0.81	-104.87	33.91	100.18	573.69	94.30
5 ^{ème}	725.90	6.14	-50.12	27.96	88,10	417.78	81.86
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	522.43	4.05	-71.69	33.59	63.18	271	63.33
8 ^{ème}	85.67	7.09	-42.67	15.27	40.96	59.11	38.49

Tableau V-2 Les sollicitations de calcul

V.2.3 Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIA celui donné par le logiciel **ROBOT**

➤ **Exemple de calcul :**

I. -Ferrailage longitudinal :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$b = 55 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}; d = 53 \text{ cm}.$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15 \quad \gamma_s = 1$

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$N_{\max} = 1988.61 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 5.24 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 121.15 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{cor}} = 554,99 \text{ KN}$

$N_{\min} = -1160.7 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 74.85 \text{ KN.m}$

1. Calcul sous N_{\max} et M_{cor} : (1.35G + 1.5Q)

$N = 1988.61 \text{ KN}$

$M = -5.24 \text{ KN.m}$

Selon l'article (.A.4.3.5 du C.B.A 93) on adoptera une excentricité totale de calcul :

$e = e_1 + e_2 ;$

$e_1 = e_0 + e_a$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des Excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution)

$$\rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = -0.0026 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{l}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}, 1.6 \}$$

$$e_1 = -0.0026 + 0.02 = 0.017 \text{ m}$$

L : hauteur totale du Poteau.

Lf : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3.68 = 2.576 \text{ m}$$

$$\text{Si } L_f / h < \max \left\{ 15, \frac{20 \cdot e_1}{h} \right\} =$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$4.68 < \max (15 ; 0.63)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi)$$

ϕ : généralement on prend $\phi = 2$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} = 16.22$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$e_2 = 0.0131 \text{ m}$$

$$e = 0.03 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utn}} \cdot e = 1988,61 \times 0,03 = 60.66 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = -1988,61 \text{ KN} ; M_{\text{corriger}} = 60.66 \text{ KN.m.}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(b) \leq (a) \dots\dots\dots (I).$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 508.1 \text{ KN.m.}$$

$$(a) = 622,2032 \text{ KN.m.}$$

$$(b) = 386.77 \text{ KN.m.}$$

Alors la condition (I) est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. Le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.26$$

$$\mu_{bu} = 0.26 > 0.186$$

On a en pivot B:

$$\mu_{bu} > \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.38$$

$$Z = 0.42 \text{ m}$$

$$A_1 = 34.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -22.63 \text{ cm}^2$$

2. Calcul sous Mmax et Ncor : (G+Q±E)

$$M_{\text{max}} = 121.15 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 521.5 \text{ KN}$$

Selon l'article (.A.4.3.5 du C.B.A 93) on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ;$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des Excentricités additionnelles.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales
(Après exécution)

$$\rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 0.23 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{l}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}, 1.6 \}$$

$$e_1 = 0.22 + 0.02 = 0.25 \text{ m}$$

L : hauteur totale du Poteau.

Lf : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3.68 = 2.576 \text{ m}$$

$$\text{Si } L_f / h < \max \left\{ 15, \frac{20 \cdot e_1}{h} \right\} =$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$4.68 < \max (15 ; 9.17)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi)$$

ϕ : généralement on prend $\phi = 2$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{lf}{h} = 16.22$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$e_2 = 0.0131 \text{ m}$$

$$e = 0.265 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 554,99 \times 0.265 = 138.43 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 521.5 \text{ KN} ; M_{\text{corriger}} = 138.43 \text{ KN.m.}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(b) \leq (a) \dots \dots \dots (I).$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 255.77 \text{ KN.m.}$$

$$(a) = 622,2032 \text{ KN.m.}$$

$$(b) = -21.09 \text{ KN.m.}$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

Alors la condition (I) est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. Le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.13$$

$$\mu_{bu} = 0.13 < 0.186$$

On est en pivot A:

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.176$$

$$Z = 0.465 \text{ m}$$

$$A_1 = 15.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 0.83 \text{ cm}^2$$

3. Calcul sous N_{\min} et M_{cor} : (0,8G+E):

$$M = 74.85 \text{ KN.m}$$

$$N = -1160.7 \text{ KN}$$

Selon l'article (.A.4.3.5 du C.B.A 93) on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ;$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des Excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution)

$$\rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = -0.065 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} , \frac{l}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm} , 1.6 \}$$

$$e_1 = 0.02 - 0.065 = -0.045 \text{ m}$$

L : hauteur totale du Poteau.

Lf : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3.68 = 2.576 \text{ m}$$

$$\text{Si } L_f / h < \max \left\{ 15, \frac{20 \cdot e_1}{h} \right\} =$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$4.68 < \max (15 ; 1.6)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi)$$

ϕ : généralement on prend $\phi = 2$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{l_f}{h} = 16.22$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$e_2 = 0.0131 \text{ m}$$

$$e = -0.03$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = -1160.7 \times -0.03 = 36.39 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = -1160.17 \text{ KN} ; M_{\text{corriger}} = 36.39 \text{ KN.m.}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(b) \leq (a) \dots\dots\dots (I).$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = -24.77 \text{ KN.m.}$$

$$(a) = 622,2032 \text{ KN.m.}$$

$$(b) = 274.54 \text{ KN.m.}$$

Alors la condition (I) est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. Le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = -0.115$$

$$\mu_{bu} = -0.115 < 0.186$$

On est en pivot A:

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = -0.136$$

$$Z = 0.527 \text{ m}$$

$$A_1 = -12.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 21.10 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des sections :**

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s\text{min}} = 0,8\%(b \cdot h)$ (zone IIa).

Donc : on prendra la plus grande valeur des deux valeurs : **$A_{s\text{min}} = 24.2 \text{ cm}^2$**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A^{CBA} > A_{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A^{\text{RPA}} ; A^{\text{CBA}}) = 24.2 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

On adopte : **4HA20+8HA14= 24.89 cm²**

V.2.3.1 Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N ser, M ser)
- la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier

- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- la contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée

$N_{ser} = 1444.84$; $M_{ser} = -3.61 \text{ KN.m}$.

$$e_0 = \frac{M}{N} = -0.0025 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.09 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que : $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 55 \times 55 + 15 (24.89) = 3398.35 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 \times C + A_2 \times d) \right] = 27.5 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 55 - 27.5 = 27.5 \text{ cm}$$

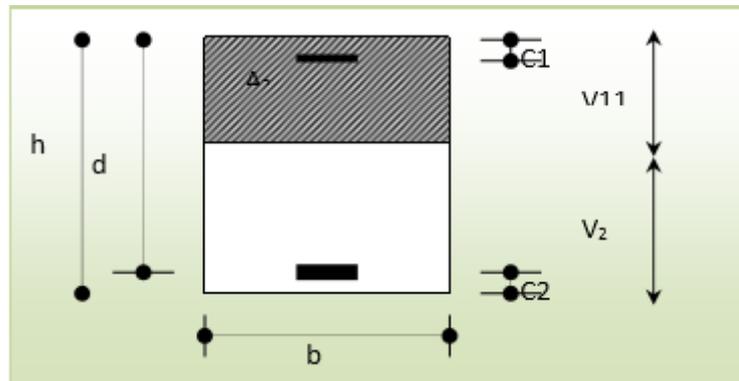


Figure V-2 section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2) = 4366380.52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 36.42 \text{ KN.m}$$

$$K = 0.834 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_0 = N/100B_0 = 1444.84 \times 10^3 / 100 \times 3398.35 = 4.25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \cdot v_1 = 5.02 + 0.834 \times 0.275 = 5.25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < 15 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures déterminées pour L'ELU de résistance conviennent.

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'ELU est :

$$\sigma^1_s = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.02 + 0.834(0.275 - 0.05)] = 78.11 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma^2_s = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.02 - 0.834(0.5 - 0.275)] = 72.48 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma^1_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \quad C_v$$

$$\sigma^2_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \quad C_v$$

V.2.3.2 Vérification du Poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux, la combinaison (G+Q±E) donne l'effort tranchant max

$$V_{\max} = 164,68 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = 0.6 \text{ MPA} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPA}$$

V.2.4 Les armatures transversales :

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul

h : hauteur totale de la section brute

f_e : le contrainte limite élastique des aciers transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g > 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l/b)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$).

$$\lambda_g = \frac{2.57}{0.55} = 4.67$$

$$4.67 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

✓ Condition d'espacement :

✓ Dans la zone nodale :

$t \leq \text{Min}(10 \text{ } \emptyset, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

✓ dans la zone courante :

$t' \leq 15 \text{ } \emptyset$ en zone IIa

Où \emptyset est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

On opte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e} = \frac{3.75 \times 164,68 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.55 \times 400} = 0.000421 \text{ m}^2 = 4.21 \text{ cm}^2$$

Soit 6 cadres de $\Phi 10$, $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

➤ Vérification des cadres des armatures minimales : RPA99 (7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \% = \begin{cases} 0.3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \rightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédente

Dans la zone nodale t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \% > 0.3 \rightarrow A_{t \min} = 0.003 * 10 * 55 = 1.65 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Dans la zone courant : t =15 cm

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \% > 0.3 \rightarrow A_{t \min} = 0.003 * 15 * 55 = 2.47 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

▪ CBA93 :

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t > \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t > \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm} > 6.66$ C.V

L'espacement : $S_t \leq \min (15\phi_l, 40, a+10 \text{ cm})$

étage	A _{long Cal} (cm ²)	A _{long Min} (cm ²)	A _{long} Adopte (cm ²)	A _{trans cal} (cm ²)	A _{trans} adopte (cm ²)	S _{t courant} (cm ²)	S _{t nodale} (cm ²)
RDC et 1er	21.10	24.2	4HA20+ 8HA14 =24.89	4.71	8 ϕ 8 =4.02	15	10
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	8.07	20	8HA16+ 4HA12 =20.6	2.54	8 ϕ 8 =4.02	15	10
4 ^{ème}	3.4	16.2	6HA16+ 4HA12 =16.58	2.41	8 ϕ 8 =4.02	15	10
5 ^{ème}	2.3	12.8	6HA16+ 2HA12 =14.32	2.09	8 ϕ 8 =4.02	15	10
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	2.9	9.8	6HA14+ 2HA12 =11.5	1.61	7 ϕ 10 =5.5	15	10
8 ^{ème}	1.47	7.2	4HA12+ 2HA14 =7.6	0.98	8 ϕ 8 =4.02	15	10

Tableau V-3 ferrailage des poteaux

On ne déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les Sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5 Disposition constructive des poteaux :

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L > 40 \times \varnothing$ en zone IIa.

$\varnothing = 20$ mm donc $L_r > 80$ cm ; on adopte $L_r = 80$ cm.

$\varnothing = 16$ mm donc $L_r > 64$ cm ; on adopte $L_r = 65$ cm.

$\varnothing = 12$ mm donc $L_r > 48$ cm ; on adopte $L_r = 50$ cm.

$\varnothing = 14$ mm donc $L_r > 56$ cm ; on adopte $L_r = 60$ cm.

V.2.6 Schéma de ferrailage :

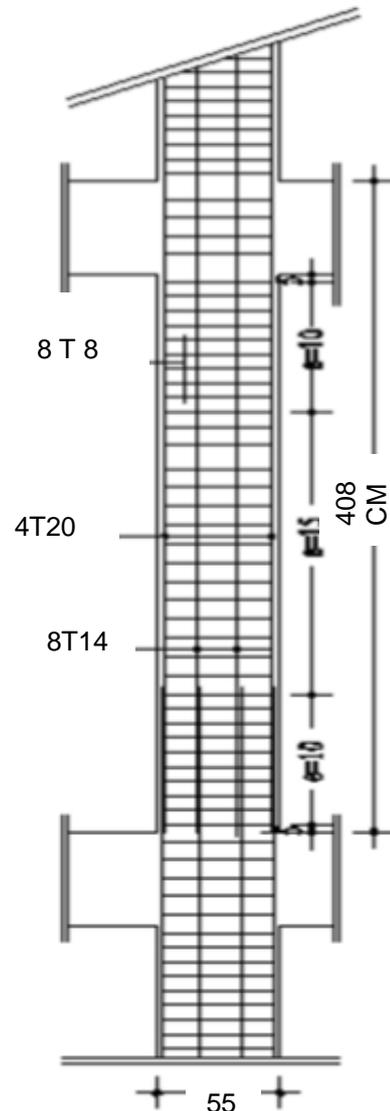
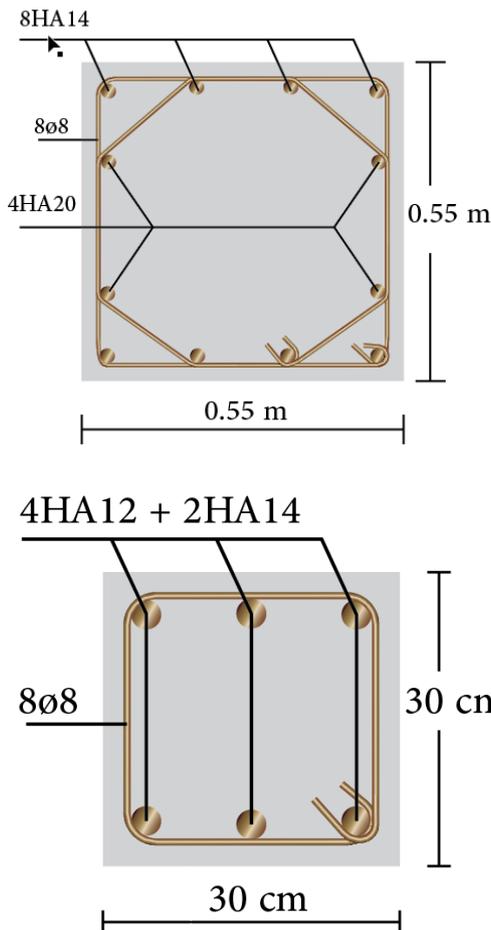


Figure V-3 ferrailage de poteaux RDC

V.3 Etude des poutres:

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sans un effort tranchant et un moment Fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA/2003** et celles données par le **CPA93**

V.3.1 Les recommandations du RPA99

➤ Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire,

$$A_L^{\min} = 0.5\% \times b \times h$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
- ✓ 4% de la section de béton en zone courante.
- ✓ 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone IIa).

➤ Armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit:

$S_t = \min (h/4; 12 \times \Phi_1)$. Dans la zone nodale.

$S_t \leq h / 2$: en dehors de la zone nodale.

- ✓ La valeur du diamètre Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vu la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres dans les différents étages, on a opté, au même ferrailage pour tous les niveaux sauf deux étages (RDC, duplex)

➤ Exemple de calcul (RDC et 1ere) :

En travées : 1.35Gm 1.5Q combinaison (ELU) des règles et on vérifie avec la combinaison (ELS) : G+Q

• en appui : RPA99/V2003

G+Q ± E

0.8G ± E

1. Poutre principales

a) En travée : : 1.35G+ 1.5Q combinaison (ELU) des règles CBA 93 et on vérifie avec la combinaison (ELS) : G+Q

Section = (40 × 35) ; d = 38cm ; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

On a : $M_t = 58.59\text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.0714$$

$$\mu_{bu} = 0.0714 < 0.186$$

On a en pivot A :

$$\mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0927$$

$$Z = 0.366 \text{ m}$$

$$A_1 = 4.6 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 < A_1 = 4.6 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armatures:

$$A_{\min}^{CBA} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0.40 \times 0,35 = 1,4\text{cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} > 0.5\%. b.h = 0,005 \times 0.40 \times 0,35 = 7\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{CBA}, A_{\min}^{RPA}) \Rightarrow \max(4.6; 1.4; 7)$$

Alors: $A = 7 \text{ cm}^2$ on adopte **2HA14+4HA12=7.6 cm²**

b) On appuis : RPA99/V3

$$G+Q + E$$

$$0.8G+E$$

On a: $M_u = 107,62 \text{ KN}$

$$\mu_{bu} = 0.131$$

$$\mu_{bu} = 0.131 < 0.186$$

On a en pivot A:

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

$$\alpha = 0.176$$

$$Z = 0.353 \text{ m}$$

$$A_l = 8.75 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A_{\min}^{CBA} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0.40 \times 0,35 = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} > 0.5\% . b.h = 0,005 \times 0.40 \times 0,35 = 7 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{CBA}, A_{\min}^{RPA}) \Rightarrow \max(8.75; 1.4; 7)$$

Alors: $A=8.75 \text{ cm}^2$ **on adopte 6HA14=9.24 cm²**

2. Poutre secondaire

a) En travée :

Section = (35 × 35) ; d = 33cm ; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

On a : $M_t = 10.07 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.0186$$

$$\mu_{bu} = 0.0186 < 0.186$$

On a en pivot A :

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

$$\alpha = 0.023$$

$$Z = 0.327 \text{ m}$$

$$A_l = 0.8 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 1.39 \text{ cm}^2 > A_l = 0.8 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A_{\min}^{CBA} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0.35 \times 0,35 = 1,225 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} > 0.5\% . b.h = 0,005 \times 0.35 \times 0,35 = 6.125 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{CBA}, A_{\min}^{RPA}) \Rightarrow \max(0.8; 1.225; 6.125)$$

Alors: $A=6.125 \text{ cm}^2$ **on adopte 6HA12=6.79 cm²**

b) On appuis :

On a: $M_u = 22.78 \text{ KN}$

$$\mu_{bu} = 0.042$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < 0.186$$

On a en pivot A:

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

$$\alpha = 0.054$$

$$Z = 0.323 \text{ m}$$

$$A_l = 2.02 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 1.39 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A_{\min}^{CBA} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,35 \times 0,35 = 1,4225$$

$$A_{\min}^{RPA} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 0,35 \times 0,35 = 6.125 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{cba}, A_{\min}^{RPA}) \Rightarrow \max(2.02; 1.225; 6.125)$$

Alors: $A = 6.125 \text{ cm}^2$ on adopte **6HA12=6.79 cm²**

- **Longueur de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$L > 40 \times \emptyset$ en zone IIa.

$\emptyset = 12 \text{ mm}$ donc $L_r > 48 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$.

$\emptyset = 14 \text{ mm}$ donc $L_r > 56 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$.

- **Pourcentages total maximum des aciers longitudinaux**

- En zone courante

Poutres principales $\rightarrow 2\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 7.6 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 56 \text{ cm}^2$.vérifiée

Poutres secondaires $\rightarrow 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 49 \text{ cm}^2$ vérifiée

- En zone recouvrement

Poutres principales $\rightarrow 2\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 7.6 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 84 \text{ cm}^2$ vérifiée

Poutres secondaires $\rightarrow 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 73.5 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Les armatures transversales**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

- **Poutres principales**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{40}{35} ; \frac{35}{10} \right) = \min(1.4 ; 1.14 ; 3.5)$$

Donc on prend $\Phi_l = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{35}{35} ; \frac{35}{10} \right) = \min(1,2 ; 1 ; 3)$$

Donc on prend $\Phi_l = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Calcul des espacements des Armatures transversales**

Selon RPA 99 /03

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \emptyset_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm ; soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm ; soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

➤ Vérifications des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{t\min}$$

c'est vérifié

➤ Vérifications de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

Poutres	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	106.72	0.80	3,33	vérifiée
Secondaires	43.99	0.38	3,33	vérifiée

Tableau V-4 Vérifications de l'effort tranchant

Donc pas de risque de cisaillement

➤ Vérification à L'ELS

• État limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

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

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
Principales	Appuis	75.64	111829.82	13.83	9,35	15	vérifiée
	Travée	41.10	96864.88	12.89	5.47	15	vérifiée
Secondaires	Appuis	16.24	64795.12	11.32	2.83	15	vérifiée
	Travée	7.13	64795.12	11.32	1.25	15	vérifiée

Tableau V-5 Vérification de la contrainte

Vérification de flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée **CBA93**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

• Poutres Principales :

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{435} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{75.64}{10 \times 88.98} = 0.085 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{435} = 0.09 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{9.24}{35 \times 38} = 0.0069 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{vérifier.}$$

• Poutres Secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.106 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.13}{10 \times 8.39} = 0.085 \quad \text{vérifiée.}$$

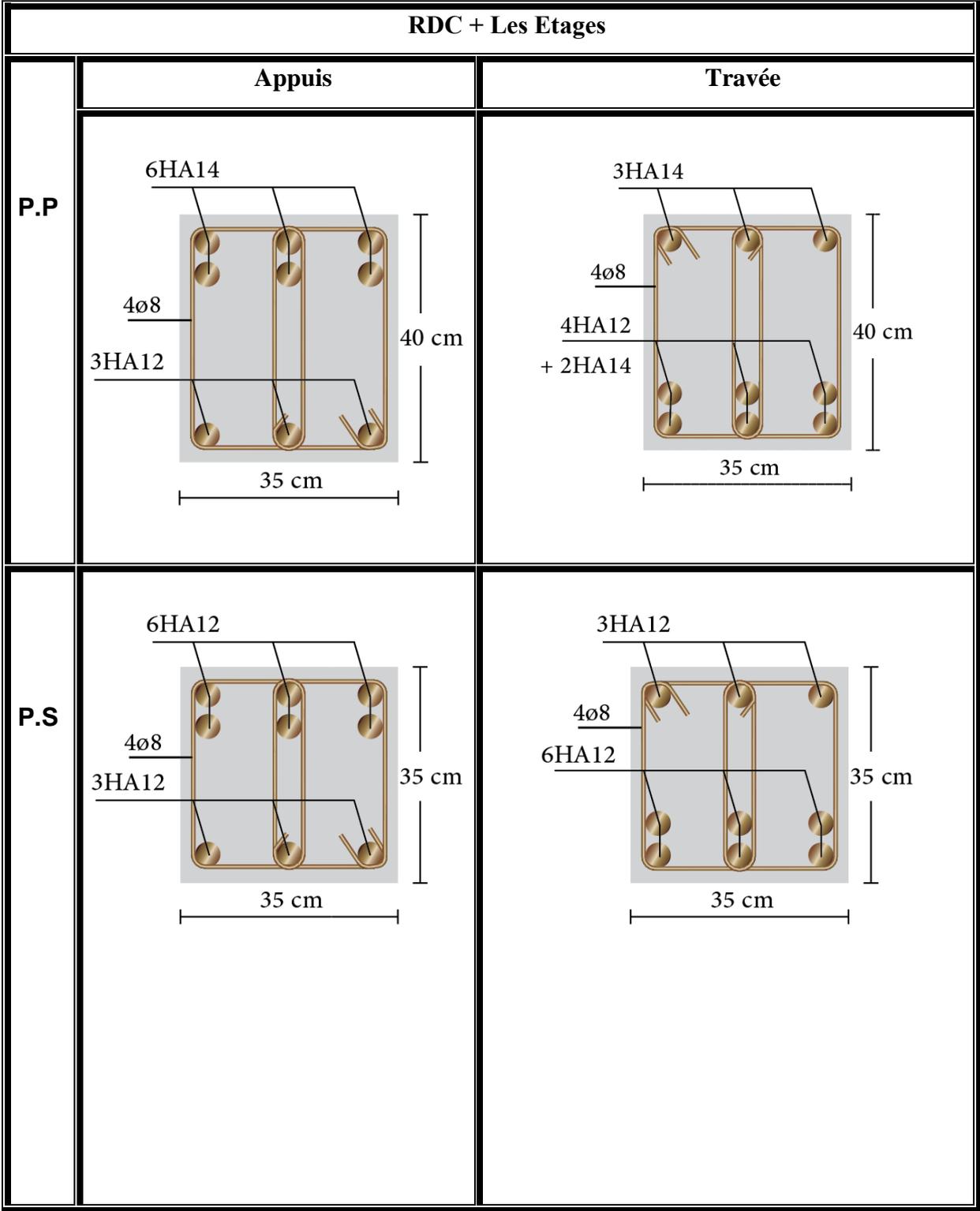
Avec:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6.79}{35 \times 33} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{vérifier.}$$

Niveaux	Type	section	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adop(cm ²)
RDC	P.P	40×35	Appuis	107.62	8.75	7	6HA14=9.24
			Travée	58.59	4,6		2HA14+4HA12=7.60
	P.S	35×35	Appuis	22.78	2.2	6.125	6HA12=6.79
			Travée	10.07	0.8		6HA12=6.79
Les étages courants	P.P	40×35	Appuis	107.1	8.71	7	6HA14=9.24
			Travée	43.9	3.41		2HA14+4HA12=7.6
	P.S	35×35	Appuis	56.69	5.22	6.125	6HA12=6.79
			Travée	35.79	3.23		6HA12=6.79
terasse	P.P	40×35	Appuis	8.71	0.66	7	2HA14+4HA12=7.6
			Travée	3.41	0.26		2HA14+4HA12=7.6
	P.S	35×35	Appuis	5.22	4.48	6.125	6HA12=6.79
			Travée	3.23	2		6HA12=6.79

Tableau V-6 ferrailage des poutres

V.3.3 Schéma de ferrailage :



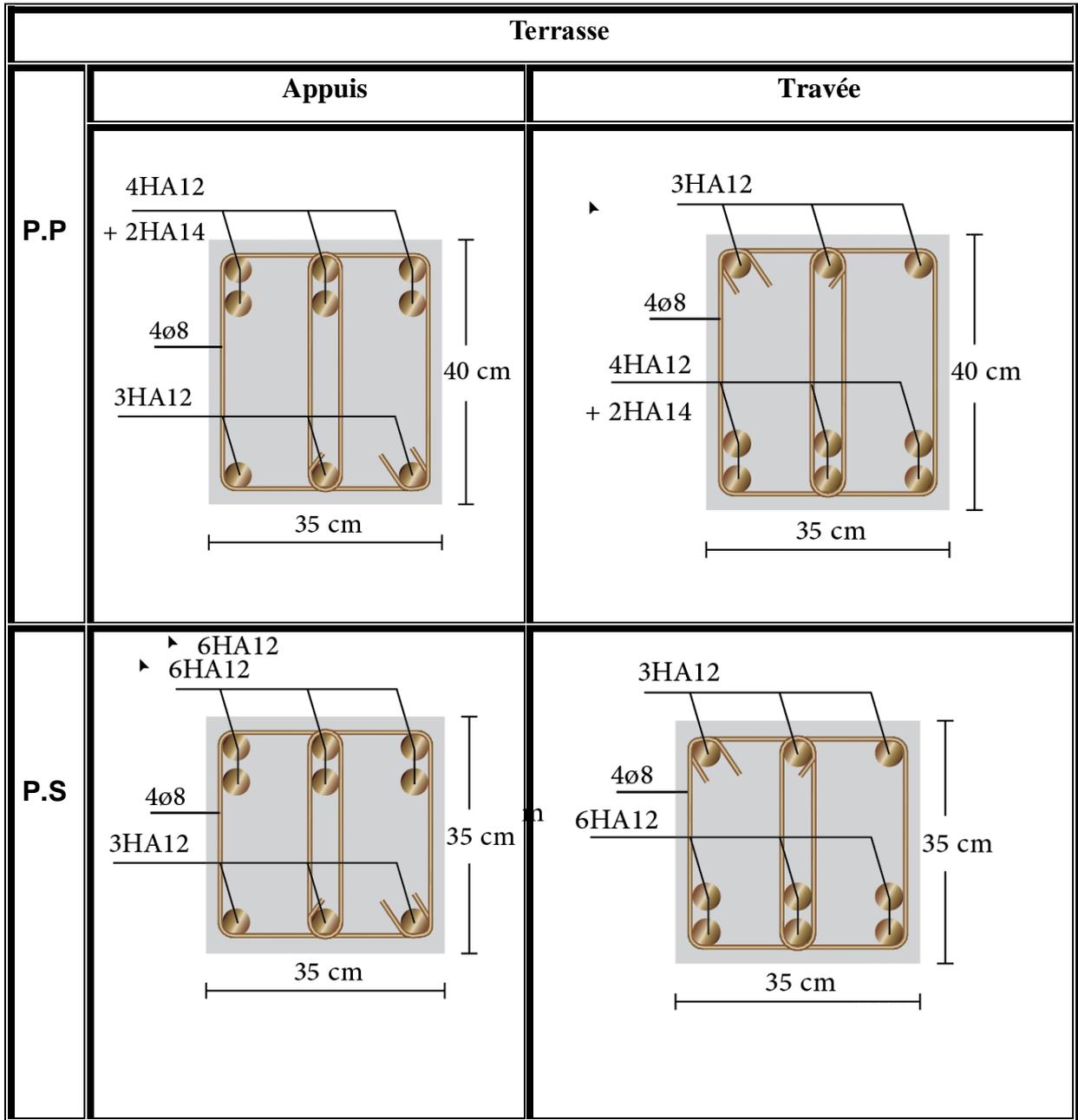


Figure V-4 ferrailage des poutre

V.4 Etude des voiles :

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa moyenne sismicité.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1 Les recommandations du RPA99

- **Armatures verticales**

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- Le pourcentage minimale sur toute la zone tendue est de $0,2\% \times l_t \times e$
Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile;
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.
-

- **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur $10 \varnothing$.

- **Armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

- **Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec: } 1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{\min} = 0.15\%$ section globale du voile.
- $A_{\min} = 0.1\%$ zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales)

- $S < \min (1.5e ; 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales)

- $\varnothing < e/10$

Longueur de recouvrement

- $L_r = 40 \varnothing$ en zone qui peut être tendue.
- $L_r = 20 \varnothing$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

V.4.2 Calcul des sollicitations

Voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vx6	Vx7	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L(m)	1.275	1.275	3.15	1.275	1.275	1.275	1.275	3.05	1.78	1.275	2.15
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M(KN.m)	199.60	203.53	-1940.96	-203.60	-199.86	224.01	-223.97	-1387.41	-403.81	-157.25	-601.24
N (KN)	-46.39	-270.89	-1121.49	-665.84	-627.44	220.34	1133.61	-1384	-993.47	-624.24	-810.36
V (KN)	48.16	79.14	-751	-79.17	-48.16	55.31	54.84	-246	-43.28	-50.94	-161.41

Tableau V-7 sollicitations des voiles

• Exemple de calcul de ferrailage et des vérifications :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile (h=1.275m) pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles.

➤ Armatures verticales

Cas de $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

$M_{max}=199.60\text{KN.m}$; $N_{max}= -46.39 \text{ KN.m}$; $V_{max}=48.16\text{KN.m}$

Avec: $\begin{cases} h = 1,275\text{m} ; L = 3.73 \\ b = 0,20 ; d' = 0.03\text{m} ; d = 1,245 \text{ m} \end{cases}$

a. Calcul de longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8L = 0,8(4.08 - 0.35) = 2,984\text{m}$$

b. calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2,984 \sqrt{12}}{1,275} = 8.10$$

c. calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M}{N} = -4.3\text{m} > \frac{h}{2} = 0,63\text{m}$$

d. Vérification de la condition de flambement

$$\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{4.3}{1,275}; 100 \right) \right\} = 100.$$

$\lambda = 8.10 < 100$ condition vérifiée

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

Donc

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} v = \dot{v} = \frac{h}{2} = \frac{1,275}{2} = 0,63\text{m} ; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 1,275^3}{12} = 0,03\text{m}^4 \\ B = b \times h = 0,2 \times 1,275 = 0,255\text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{-46.39}{0,255} + \frac{199.6}{0,03} \times 0,63 = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{-46.39}{0,255} - \frac{199.6}{0,03} \times 0,63 = -4.37 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{traction} \end{cases}$$

Donc, la section est partialement comprimée

Diagramme des contraintes:

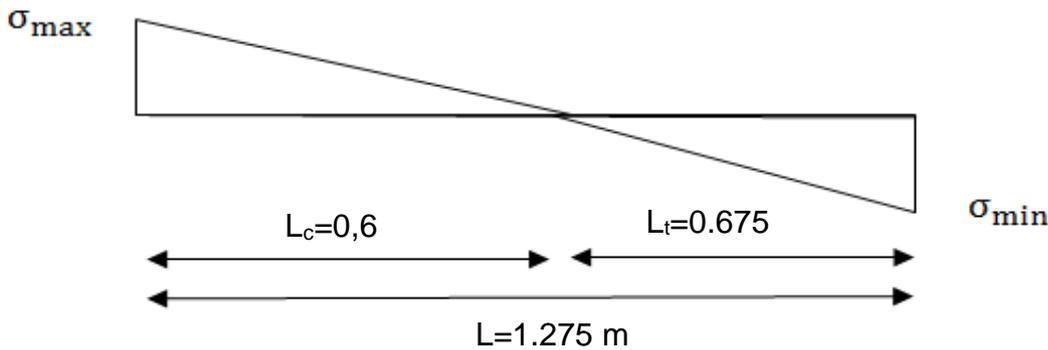


Figure V-5 diagramme des contraintes

En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression:

$$\text{Ou:} \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{4}{4 + 4.37} \times 1,275 = 0,60\text{m}. \\ L_t = L - L_c = 0,675\text{m}. \end{cases}$$

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{4.37 \times 0,20}{2} \times 0,675 = 0.294 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.294}{400/1.15} = 8.45 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99V2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,20\%B = 0,20\% b L_t = 0,0020 \times 20 \times 67.5 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.45 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{\text{RPA}} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$\dot{A}_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{8.45 \times 127.5}{67.5} = 15.96 \text{ cm}^2$$

Acier de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \times \frac{48.16}{400} \times 10^{-2} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Cette section d'acier s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suite :

$$A_v = A'_s + A_{vj} = 15.96 + 1.32 = 17.28 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal:

Selon le CBA 93 :

$$A_s = \dot{A}_s = A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_v = 17.28 > A_s^{\text{CBA}} = 3 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99V2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné

comme suite :

Globalement dans la section du voile 0,15%

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,15\%B = 0,15\%bL = 0,0015 \times 20 \times 127,5 = 3,825\text{cm}^2$$

En zone courante 0,10%

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,10\%B = 0,15\%bL = 0,0010 \times 20 \times 127,5 = 2,55\text{cm}^2$$

$$A_{\text{sv}} = \max\{A_s^{\text{calculé}}; A_{\min}^{\text{RPA}}; A_{\min}^{\text{CBA}}\} = 17,28 \text{ cm}^2. \text{ Pour une seule face}$$

On adopte pour acier vertical :(6HA20) $\Rightarrow A_s = 18,84\text{cm}^2$

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suite :

$$s \leq \min\{1,5a; 30\text{cm}\} = \min\{1,5 \times 20; 30\text{cm}\} = 30\text{cm}$$

Donc, on n'adopte :

Zone d'about : $s=10\text{cm}$

Zone courante : $s=25\text{cm}$

➤ Ferrailage horizontal

Ferrailage minimal :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,15\%B = 0,15\%l = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2$$

On adopte :(6HA10) $\Rightarrow A_H = 4,71 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $s=15\text{cm}$.

Ferrailage transversal :

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8 mm** pour garder un écartement

Constant entre les nappes d'aciers et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversaux sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de **4** par mètre carré.

Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U)

Selon l'RPA99V2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 48,16}{0,9 \times 1,275 \times 0,2} \times 10^{-3} = 0,29\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \leq \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right\} = 2,5\text{Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} = \frac{48,16}{0,2 \times 1,245} \times 10^{-3} = 0,19\text{Mpa} < 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

V.4.3 Ferrailage :

Voile	Vx1	Vx2	Vx3	Vx4	Vx5	Vx6	Vx7	Vy1	Vy2	Vy3	Vy4
L(m)	1.275	1.275	3.15	1.275	1.275	1.275	1.275	3.05	1.78	1.275	2.15
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M(K N.m)	199.60	203.53	-940.9	-203.6	-199.9	224.01	-224	-1387.4	-403.8	-157.2	-601.2
N (KN)	-46.39	-270.8	- 1121.5	-665.8	-627.4	220.34	1133.6	-1384	-993.4	-624.2	-810.3
V (KN)	48.16	79.14	-751	-79.17	-48.16	55.31	54.84	-246	-43.28	-50.94	-161.1
A ^{cal} (cm)	17.28	19.83	57.36	6.39	5.82	13.5	32.95	26.10	6.48	3.06	16.91
A ^{RPA} (cm)	3.825	3.825	9.45	3.825	3.825	3.825	3.825	9.15	5.34	3.825	3.825
A ^{CBA} (cm)	3	3	7.53	3	3	3	3	7.29	4.23	3	3
A ^{adop} (cm)	17.28	19.83	57.36	6.39	5.82	13.5	32.95	26.10	6.48	3.825	16.91
Disp Des barrs	6HA20 18.85	7HA20 21.98	8HA25 6HA20 58.12	6HA12 6.79	6HA12 6.79	7HA16 14.07	7HA25 34.36	14HA16 28.14	6HA12 6.79	6HA12 6.79	6HA20 18.85
S _t about	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
S _t courant	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
A ^{trans} adop	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

Tableau V-8 ferrailage des voiles

V.4.4 Schéma de ferrailage

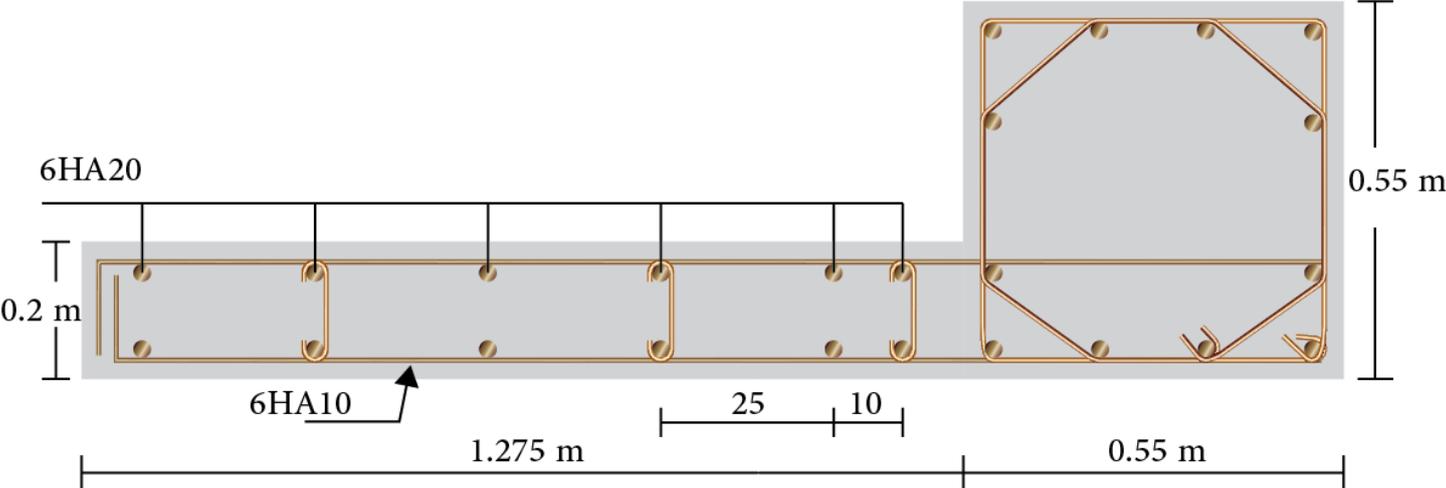


Figure V-6 ferrailage de voile V_{x1}

An abstract graphic consisting of several overlapping, wavy bands of color. The primary color is a vibrant teal, which transitions into lighter shades of blue and white as the waves curve and overlap. The overall effect is fluid and modern, resembling a stylized wave or a flowing ribbon.

CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble

VI.1 Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VI.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2 bars.

VI.3 Etapes de calcul de la semelle isolée :

VI.3.1 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le ROBOT

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

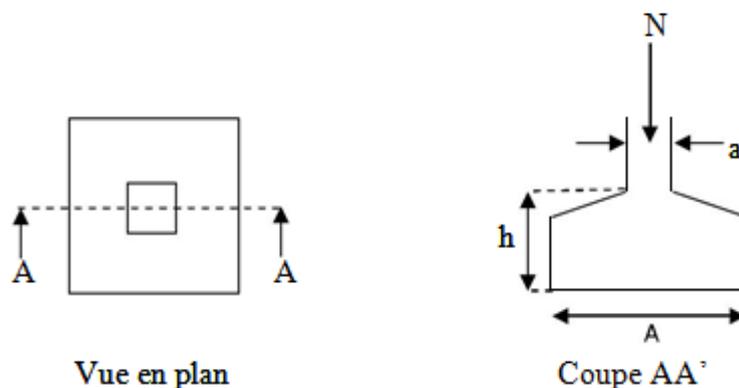


Figure VI-1 semelle isolée

Le poteau le plus sollicité à une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$
 $N_s = 1444.81 \text{ KN}$ $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{1444.81}{200} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{1444.81}{200}} = A. N : B \geq 2.68 \text{ m}$$

Donc on adopte : **B=2,7m** **A=2,7m**

$$\frac{\Sigma S_{semelle}}{\Sigma S_{batiment}} = \frac{247.86}{326.25} = 0.75 > 0,5$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, donc le risque de chevauchements est inévitable on adopte choix d'un radier général.

VI.4 Etude du radier

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants :

- Aucune difficulté de coffrage.
- Facilité de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution

VI.4.1 Pré dimensionnement :

a. Condition forfaitaire

- **Sous voile**

$$\frac{l_{max}}{8} < h_r < \frac{l_{max}}{5}$$

L_{max} : le plus grand travail

$$L_{max} = 3.15 \text{ m}$$

$$0.4 \text{ m} \leq h_r \leq 0.63$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **h= 60 cm**

- **Sous poteaux**

$$h_r \geq \frac{l_{max}}{20}$$

L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux

ht : épaisseur du radier.

$$\text{D'où : } ht \geq 435 / 20 = 22 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2l_{max}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux poteaux

L_e : longueur élastique.

$$L_e \geq \sqrt[3]{\frac{4 E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{b \times h^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ($K=40 \text{ MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m)

.D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L^3}{E \times \pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4.35 \text{ m}, E = 3216420 \text{ t/m}^2, K = 4000 \text{ t/m}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.3^3}{3216420 \times 3.14^4}} \rightarrow h \geq 0.59$$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

h = 60 cm Nervure

h = 30 cm Dalle

b = 55 cm largeur de la nervure

VI.4.1.1 Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_{Ser}}{S} \rightarrow S \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_{adm}}$$

$$N_{Ser} = G + Q = 35234.83 \text{ KN}$$

$$\sigma_S = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{rad} = 35234.83 / 200 = 176.17 \text{ m}^2$$

L'emprise totale nécessaire est de : 176.17 m²

$$S_{bat} = 326.25 \text{ m}^2 > S_{rad} = 176.17 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

Donc : ajouté un débordement (D)

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

Lx: longueur en plan (22.5m)

Ly: largeur en plan (14.5 m)

VI.4.1.2 Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max}(h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 60 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max}(30 ; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale

avec D est: $S' = 326.25 + 0.4 \times 2 \times (22.5 + 14.5) = 355.85 \text{ m}^2$.

VI.4.2 Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le CBA 93 propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times u_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

$$N_u = 1988.57$$

U_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen

$$U_c = 2(a + b + 2 \times h_r)$$

$$U_c = 2(3.15 + 0.2 + 2 \times 0.6) = 9.1 \text{ m}$$

H_r : Epaisseur du radier

$$1988.57 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 9.1 \times 0.6 \times 25}{1.5} = 4.095 \text{ MN} = 4095 \text{ KN}$$

C.V

VI.4.3 Vérification de la stabilité du radier:

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier : $\sigma = \frac{N_{Ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

$N_T = N_G + N_{radier}$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc : $N_G = 48245.24 \text{ KN}$

$N_{radier} = 205.77 * 0,6 * 25 = 3086.55 \text{ KN}$

$N_T = N_G + N_{radier} = 48245.24 + 3086.55 = 51331.79 \text{ KN}$.

$$\sigma = \frac{51331.79}{355.85} = 144.25 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_{sol} = 200 \frac{kN}{m^2} \quad \text{C.V}$$

VI.4.4 Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec:

W: poids total du bâtiment à la base du radier (24457.22 KN)

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure (h = 1.5 m).

S: surface de radier (S = 355.85m²).

$$24457.22 \text{ kN} \geq 8006.62 \text{ KN}$$

C.V

Donc pas de risque de soulèvement.

VI.4.5 Caractéristique géométriques du radier :

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :

$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 5.96 \text{ m}$

$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 11.05 \text{ m}$

- Calcul de section rectangulaire équivalente:

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 6954.22 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 16127.90 \text{ m}^4$$

$a \times b = 23.3 \times 15.3 = 387.09 \text{ m}^2$

- **Vérification de la stabilité au renversement**

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente. ($N = 0.8G + E$)

-Suivant x-x

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{52769,74}{50851.57} = 1.04 \leq \frac{15.3}{4} = 3.8$$

Suivant y-y

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{50519,91}{50851.57} = 0.99 \leq \frac{23.3}{4} = 5.8$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

• Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u}{b d} \leq \tau_{adm} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$V_u = \frac{N \times l_{max} \times b}{2 \times S_{rad}}$$

N L'effort maximal revenant au radier à L'ELU

$$V_u = \frac{51331.79 \times 4.35 \times 1}{2 \times 355.85} = 313.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{313.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.55} = 0.57 \leq \tau_{adm}$$

CV

Pas de cisaillement dans le radier

VI.4.6 Le ferrailage

VI.4.6.1 La dalle du radier

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$L_x = 3.85 \text{ m}$ $l_y = 4.9 \text{ m}$

• Calcul de s sollicitations

$$q_u = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{51331.79}{355.85} = 144.25 \text{ KN/m}^2$$

N L'effort normal ramené par la superstructure plus le poids propre du radier.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.79 > 0.4$ la dalle travaille dans deux sens

$$\begin{cases} U_x = 0.0573 \\ U_y = 0.5786 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{ox} = u_x \times L_x^2 \times q_u = 116.10 \text{ kN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times u_y = 67.18 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 116.10 = 98.68 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 67.18 = 57.1 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en appuis

$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times 116.10 = -58.05 \text{ kN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = 1 \times 0.6 \text{ m}^2$, les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A Calculé (cm ²)	A min (cm ²)	A adop (cm ²)
Sens x-x	En travée	98.68	5.2	6.64	6HA12=6.79
	En appui	-58.05	3.05	6.64	6HA12=6.79
Sens y-y	En travée	57.1	3	6.64	6HA12=6.79
	En appui	-58.05	3.05	6.64	6HA12=6.79

Tableau VI-1 ferrailage La dalle du radier

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

$$V_{max} = V_u^x = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{max} = V_u^x = \frac{144.25 \times 3.85}{2} \times \frac{4.9^4}{3.85^4 + 4.9^4}$$

$$V_{max} = V_u^x = 80.68 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0.08068}{1 \times 0.55} = 0.14 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ OK}$$

➤ **État limite de compression du béton**

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	vérification
Selon x-x	86.26	9.61	239420.13	3.46	15	vérifier
Selon y-y	60.50	9.61	239420.13	2.42	15	vérifier
Appui	-51	9.61	239420.13	2.04	15	vérifier

Tableau VI-2 vérification contrainte de béton

VI.4.6.2 Schéma de ferrailage

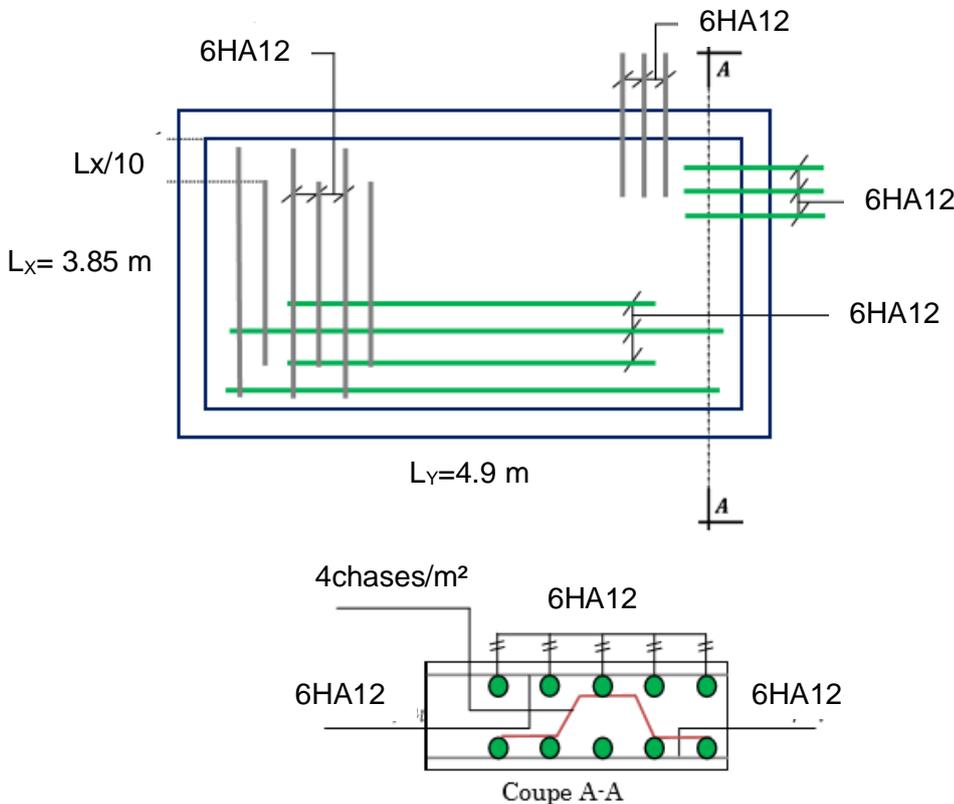


Figure VI-2 ferrailage dalle de radier

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.4.6.3 Les nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.
 $h = 60 \text{ cm}$, $d = 55 \text{ cm}$ $b = 55 \text{ cm}$, $L = 4.9 \text{ m}$ $c = 5 \text{ cm}$

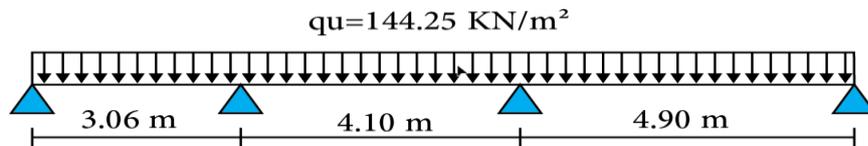
-Calcul les charges revenant à la nervure :

$$qu = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{51331.79}{355.85} = 144.25 \frac{kN}{m^2}$$

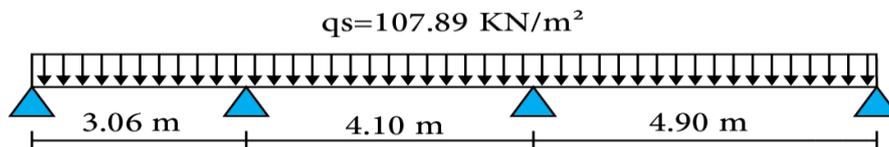
$$qs = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{38321.39}{355.85} = 107.89 \frac{kN}{m^2}$$

-Ferrailage de la nervure : Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2017 Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après : -
 Sens X-X:

ELU:

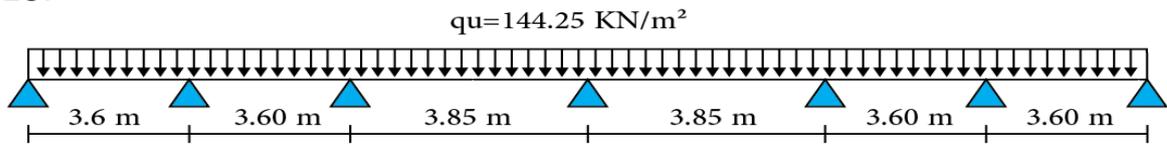


ELS:

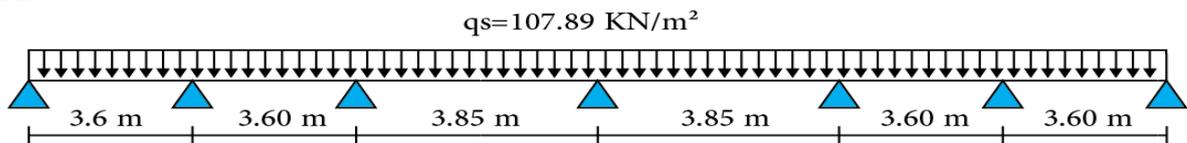


Sens y-y:

ELU:



ELS:



Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A Calculé (cm²)	A min (cm²)	A adop (cm²)
Sens x-x	En appui	325.89	15.64	3.65	5HA20=15.75
	En travée	264.75	12.57	3.65	4HA20=12.57
Sens y-y	En appui	290.95	13.87	3.65	5HA20=15.75
	En travée	255.84	12.13	3.65	4HA20=12.57

Tableau VI-3 ferrailage de nervure de radier

- **Armatures transversales minimales :**

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \phi \right\} = 17.14; 55; 20 \text{ on prendre } \phi = 10 \text{ mm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons: $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

En zone nodale:

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

En zone courante

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

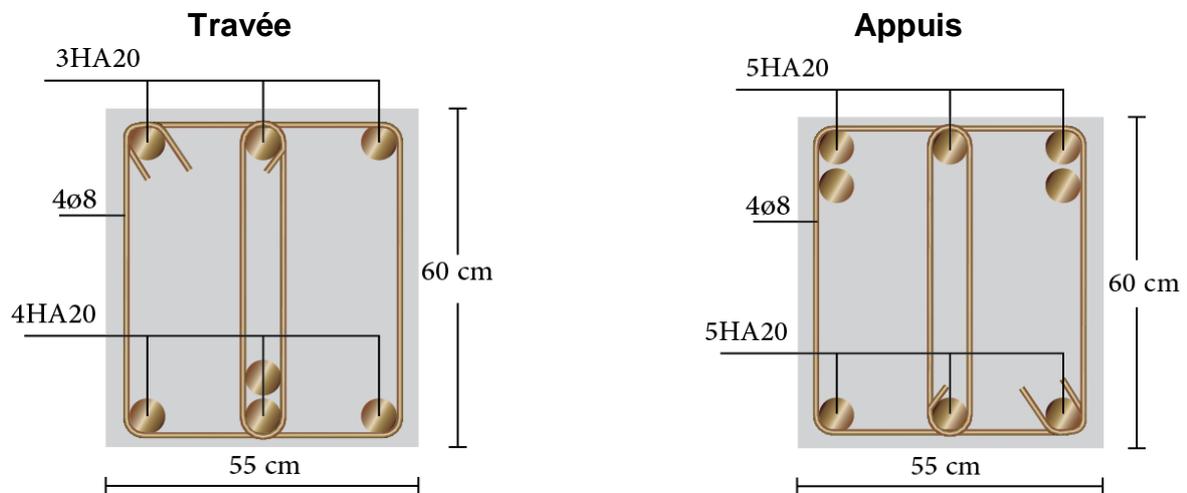


Figure VI-3 ferrailage de nervure de radier

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur. L'intérêt pour nous a été double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution de questions pratiques concrètes.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été essayés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de master II, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un cas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

LES ANNEXES

An abstract graphic consisting of several overlapping, wavy bands of color. The primary color is a vibrant teal, which transitions into lighter shades of blue and white as the waves curve and overlap. The overall effect is fluid and modern, resembling a stylized wave or a series of overlapping pages.

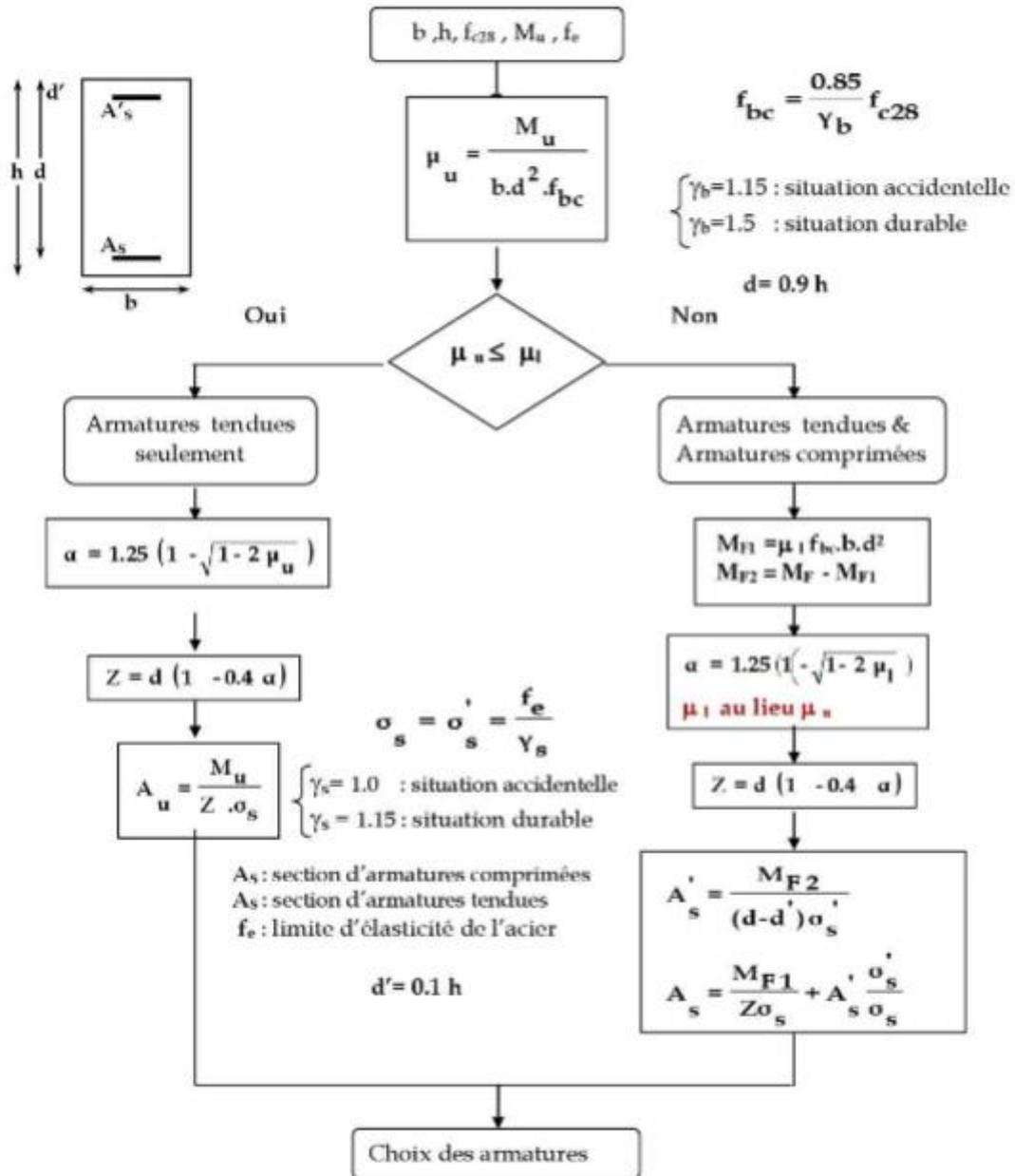
Annexe 01

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 02

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime



Annexe 03

Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

$\frac{y}{x}$ \ $\frac{x}{y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Annexe 04

Diamètre	Poids	Périmètre	Section pour N barres en cm ²									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
mm	kg/m	cm										
5	0,154	1,57	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96
6	0,222	1,88	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,57	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66

Annexe 05

Les formules

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ [1]
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ [2]
- $F_{BU} = \frac{0.85 \times F_{C28}}{\theta \times \gamma_b}$ [3]
- $\sigma_{adm_{BC}} = 15 \text{ MPA}$ [4]
- $\tau = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$ [5]
- $\sigma = \frac{F_e}{\gamma_s}$ [6]
- $\sigma = f_e$ [7]
- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ [8]
- $\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}})$ [9]
- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ [10]
- $y = b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow$ [11]
- $I_{AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15[A(d - y)^2]$ [12]
- $\delta_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ [13]
- $\delta_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$ [14]
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} =$ [15]
- $Z = d(1 - 0.4 \alpha_u) \dots$ [16]
- $A_{su} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$ [17]

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
-  Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

COURS

-  Béton armé.....Mr LOGZIT
-  Dynamique des structures.....Mr MAZOUZ
-  Bâtiments.....Mr ZIANI

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2017
-  Word 2016
-  Excel 2016
-  Adobe Illustrator cc