

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+7+2 Entre Sols) à usage d'habitation,
commercial et service contreventé par un système mixte.
(voiles-portiques)**

Présenté par :

- M^{lle} LARABI Hanane
- M^{lle} OUBRAHAM Meriam

Encadré par :

- M^{me} T. DJERROUD

Jury :

- M^{me} SOUIDI. F
- M^{er} OUDNI. N

2013-2014

REMERCIEMENTS



*Au terme de notre travail nous remercions
Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience
de réaliser ce travail.*

*Merci à nos parents pour nous avoir apporté support et soutient
tout psychologique que financier, pendant toute la durée de nos longues
études.*

Que dieu les protèges.

*Nous tenons tous particulièrement à adresser nos remerciements les
plus vifs d'abord à notre promotrice M^{me} DJERROUD Thiziri, qui
nous a fait l'honneur de nous inspirer et nous guider afin de réaliser ce
mémoire.*

*Nous apprécions beaucoup sa patience et son sérieux,
Nos sincères considérations et remerciements sont également
exprimés aux membres de jury :*

M^{me} SOUIDI.F et M^{er} OUDNI.N

qui nous ont fait l'honneur d'examiner et d'évaluer ce travail.

*Enfin, nos remerciements s'adressent à tous les enseignants et à
toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce travail.*

Hanane et Meriam





DÉDICACES

*Au terme de toutes ces années d'étude je dédie ce modeste travail en signe de respect et de remerciement
Le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience
de réaliser ce travail.*

*A ce qui ont donnée un sens à mon existence, qui mon soutenu jours et
nuits durant tout mon parcours.
A vous mes très chère et adorable **parents**.*

*A mes **grands parents**, qui aurais tant
espéré de me voir réussir un jour.*

*A qui j'ai partagé avec eux tout les moments de ma vie :
A mes chères **frères** : Toufik, Nabil, Mazigh et Youba.*

*A mes adorables **copines** : Souad-K, Nadia-B, Hanane-K,
Hnifa-A, Nadia-Z, Hassiba-B, Les deux sœurs
Fahima et Salima-M et Amel-B.
Et surtout la chambre **B404**.*

*A mes **amis** : Massinissa-O, Farid-B, Ghanie et Said.
A toi **Meriam** d'avoir partagé les moments de ce travail ensemble
A tous ceux qui me sont chers qui j'ai pas cité.*

Hanane



DÉDICACES

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis*

D'arriver à ce stade d'éducation.

Je le dédie aussi à :

*A mon très cher et unique frères Toufik, et à tous mes sœurs, de Lynda a
amel.*

*A toute ma famille sans exception: Aksil, Idir, Ghilas, Nounou, Mellissa,
Barhouche, Kenza, Thirali, waali.*

A mes meilleurs amis : Lamia, rosa, sonia, lila, mariem, lilia.

Samir, Lyes, adel, lamine, bilal, massinissa, yacine.

A tous mes oncles.

A ma binôme Hanane et toute sa famille.

Meriam

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

Introduction.....	2
I.1 Présentation du projet.....	2
I.2 Caractéristique de la structure.....	2
I.3 Règlements et normes utilisés.....	3
I.4 Etats Limites.....	4
I.5 Actions et sollicitations.....	5
I.6 Caractéristiques des matériaux.....	7
I.7 Hypothèses de calcul.....	12
Conclusion.....	13

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Introduction.....	14
II.1 Pré dimensionnement.....	14
II.1.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	14
II.1.2 Pré dimensionnement des éléments principaux.....	23
II.2 Evaluation des charges et surcharges.....	17
II.3 Descente de charge.....	30
II.4 Vérifications.....	36
Conclusion.....	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction.....	41
III.1 Calcul des planchers.....	41
III.2 Etude de l'acrotère.....	69
III.3 Dalles pleines.....	74
III.4 Etude de l'ascenseur.....	81
III.5 Poutre de chinage.....	91
III.6 Etude des escaiers.....	95
Conclusion.....	107

Chapitre IV : Etudes dynamique

Introduction.....	107
IV.1 Méthode de calcul.....	107
IV.2 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes.....	114
Conclusion.....	122

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Introduction.....	123
V.1 Etude des poteaux.....	123
V.2 Etude des poutres.....	134
V.3 Etude des voiles.....	147
Conclusion.....	157

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.....	158
VI.2 Choix du type des fondations.....	158
VI.3 Combinaisons d'actions à considérer.....	158
VI.4 Etude des fondations.....	158
Conclusion.....	173

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

Plans

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	8
Figure I-2 Diagramme des contraintes-déformation du béton.....	8
Figure I-3 Diagramme des contraintes limite du béton.....	9
Figure I-4 Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	12
Figure I-5 Diagramme des déformations limites de la section règles des trois pivots.....	13

Chapitre II

Figure II-1 Plancher à corps creux.....	16
Figure II-2 Dalle sur deux appuis.....	16
Figure II-3 Dalle sur trois appuis.....	17
Figure II-4 Schéma de la disposition des poutrelles.....	17
Figure II-5 Coupe transversale d'une Poutrelle.....	18
Figure II-6 Acrotère.....	19
Figure II-7 Détail d'un escalier.....	19
Figure II-8 Schémas statique d'escalier d'E-sol1.....	20
Figure II-9 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-sol1.....	21
Figure II-10 Schémas statique d'escalier de la deuxième partie d'E-sol1.....	21
Figure II-11 Escaliers droit à trois volé.....	22
Figure II-12 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-Sol2.....	22
Figure II-13 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-sol2.....	23
Figure II-14 Schémas statique d'escalier de l'entrée de bâtiments.....	24
Figure II-15 Coupe de voile en élévation.....	26
Figure II-16 Hauteur libre d'étage.....	27
Figure II-17 Schéma du plancher terrasse inaccessible.....	28
Figure II-18 Schéma d'un balcon.....	30
Figure II-19 Mur intérieur.....	30
Figure II-20 Mur extérieur.....	30
Figure II-21 Surface afférente (P1).....	32
Figure II-22 Surface afférente (P2).....	32

Chapitre III

Figure III-1 Schéma d'une Poutre continue.....	42
Figure III-2 Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	44
Figure III-3 Moments sur une poutre à deux travées.....	44
Figure III-4 Effort tranchant sur une poutre à deux travées.....	44
Figure III-5 Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	44
Figure III-6 Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot.....	45
Figure III-7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	68
Figure III-8 Acrotère.....	69
Figure III-9 Les Sollicitations sur l'acrotère.....	70
Figure III-10 Schéma de la section à ferrailer.....	71
Figure III-11 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	74
Figure III-12 Dalle sur deux appuis.....	74
Figure III-13 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	77
Figure III-14 Dalle sur trois appuis.....	77
Figure III-15 Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	81
Figure III-16 Cage d'ascenseur.....	81
Figure III-17 Schéma représentant la surface d'impact.....	85
Figure III-18 Schéma de ferrailage de la dalle.....	89
Figure III-19 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	89
Figure III-20 Escalier à trois volées.....	90
Figure III-21 Schéma statique.....	90
Figure III-22 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type1).....	93
Figure III-23 Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier (type1).....	94
Figure III-24 Schéma de ferrailage de la partie CD (type 1).....	96
Figure III-25 Schéma statique (type2).....	96
Figure III-26 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type2).....	99
Figure III-27 Schéma statique (type3).....	99
Figure III-28 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type 3).....	102

Chapitre IV

Figure IV-1 vue en 3D de la structure.....	103
Figure IV-2 Spectre de réponse.....	106
Figure IV-3 Disposition des voiles.....	110
Figure IV-4 1ère mode (translation suivant X).....	111
Figure IV-5 2ème mode (translation suivant Y).....	111
Figure IV-6 3ème mode (torsion autour de Z).....	112

Chapitre V

Figure V-1 la zone nodale.....	118
Figure V-2 Section d'un poteau.....	123
Figure V-3 Disposition des armatures des poteaux.....	125
Figure V-4 2U superposés.....	130
Figure V-5 Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage commercial.....	135
Figure V-6 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage commercial.....	135
Figure V-7 Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage service.....	136
Figure V-8 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage service.....	136
Figure V-9 Schémas de ferrailages de la poutre principale de RDC et étage courants.....	137
Figure V-10 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire de RDC et étage courants.....	137
Figure V-11 Schémas de ferrailages de la poutre principale de la terrasse.....	138
Figure V-12 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire de la terrasse.....	138
Figure V-13 Les moments sur en zone nodale.....	139
Figure V- 14 Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	140
Figure V- 15 Schémas de disposition des voiles.....	140
Figure V-16 Schéma d'un voile plein.....	143
Figure V-17 Voile Vx3.....	145
Figure V-18 Schéma de ferrailage du voile Vx3 au niveau de l'Entre-sol1 et 2.....	151

Chapitre VI

FigureVI-1 Panneau de dalle.....	156
Figure VI-2 Schéma de ferrailage de radier.....	159
Figure VI-3 Section à ferrailer.....	160
Figure VI-4 Poutre sous charges trapézoïdales.....	161
Figure VI-5 Schéma statique équivalent selon sens x-x.....	161
Figure VI-6 Poutre sous charges trapézoïdales.....	161
Figure VI-7 Schéma statique équivalent selon sens y-y.....	162
Figure VI-8 schéma de ferrailage des nervures.....	163
Figure VI-9 Voile adossé.....	164
Figure VI-10 Diagramme des contraintes.....	165
Figure VI-11 Schéma de ferrailage du mur adossé.....	169
Figure VI-11 La coupe transversale A-A du mur adossé.....	169

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I-1 f_e en fonction du type d'acier.....	10
--	----

Chapitre II :

Tableau II-1 Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment (RDC, l'étage courant).....	23
Tableau II-2 Les dimensions de la cage d'escalier de l'entrée de bâtiments.....	23
Tableau II-3 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	27
Tableau II-4 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	28
Tableau II-5 Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	28
Tableau II-6 Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine pour l'ascenseur.....	28
Tableau II-7 Evaluation des charges dans les balcons.....	29
Tableau II-8 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	29
Tableau II-9 Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	30
Tableau II-10 Evaluation des charges sur les escaliers.....	30
Tableau II-11 Evaluation des charges de l'acrotère.....	30
Tableau II-12 Surface afférente poteau de cage d'escalier	31
Tableau II-13 Descente de charge (poteau cage d'escalier P_1).....	33
Tableau II-14 Descente de charge (P_2).....	34
Tableau II-15 Vérification des poteaux à la compression simple.....	36
Tableau II-16 Vérification au flambement des poteaux.....	38
Tableau II-17 Vérification de l'effort normal réduit.....	38
Tableau II-18 Nouvelle vérification de l'effort normal réduit.....	39
Tableau II-19 Vérification des conditions du RPA.....	39

Chapitre III :

Tableau III-1 Les types de poutrelles.....	40
Tableau III-2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	45

Tableau III-3 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage commercial.....	51
Tableau III-4 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage commerce.....	52
Tableau III-5 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour l'étage de service.....	52
Tableau III-6 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour l'étage de service.....	52
Tableau III-7 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage courant.....	53
Tableau III-8 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage courant.....	53
Tableau III-9 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage T-inaccessible.....	53
Tableau III-10 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage T-inaccessible.....	54
Tableau III-11 Les sollicitations maximales des poutrelles.....	54
Tableau III-12 Calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	62
Tableau III-13 Vérification des états limite de compression du béton.....	62
Tableau III-14 Vérification de la flèche des poutrelles.....	62
Tableau III-15 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	63
Tableau III-16 Combinaison d'action de l'acrotère.....	66
Tableau III-17 Ferrailage de dalle sur 2 appuis.....	72
Tableau III-18 Résultats du Calcul de ferrailage.....	75
Tableau III-19 Vérification des contraintes.....	76
Tableau III-20 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79
Tableau III-21 Vérification de la section d'acier.....	79
Tableau III-22 résultats des calculs des armatures.....	83
Tableau III-23 Vérification de la section d'acier.....	83
Tableau III-24 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91].....	88
Tableau III-25 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	88
Tableau III-26 Etat limite de compression du béton.....	89
Tableau III-27 Résultats de ferrailage de la partie CD	90
Tableau III-28 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91].....	93

Tableau III-29	Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	94
Tableau III-30	Etat limite de compression du béton.....	94
Tableau III-31	Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91].....	96
Tableau III-32	Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	97
Tableau III-33	Etat limite de compression du béton.....	97

Chapitre IV :

Tableau IV- 1	Valeurs des pénalités P_q	101
Tableau IV- 2	Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	106
Tableau IV- 3	Vérification sous charges verticales.....	108
Tableau IV-4	Vérification sous charges horizontales.....	109
Tableau IV-5	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	109
Tableau IV-6	Vérification de l'effort normal réduit.....	110
Tableau IV- 4	Vérification des déplacements.....	111
Tableau IV- 8	Vérification de l'effet P- Δ	112

Chapitre V :

Tableau V- 1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	114
Tableau V-2	Sollicitations dans les poteaux.....	116
Tableau V- 3	Armatures longitudinales des poteaux.....	117
Tableau V- 4	Armatures transversales des poteaux.....	117
Tableau V- 5	Justification de l'effort normal ultime.....	119
Tableau V-6	vérification des contraintes dans le béton.....	120
Tableau V- 7	Vérification des sollicitations tangentes.....	121
Tableau V- 8	Schémas de ferrailages des poteaux.....	123
Tableau V-9	Armatures longitudinales et maximales dans les poutres selon RPA.....	126
Tableau V- 10	Les armatures longitudinales dans les poutres.....	128
Tableau V- 11	Vérification de l'effort tranchant.....	130
Tableau V-12	Vérification au cisaillement.....	131
Tableau V-13	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	131
Tableau V-14	Vérification de la flèche pour les poutres.....	132
Tableau V-15	Moments résistants dans les poteaux.....	136
Tableau V-16	Moments résistants dans les poutres.....	137

Tableau V-17 Vérification des zones nodales dans différent étage.....	137
Tableau V-18 Sollicitation maximales de calcul dans le voile V_x	141
Tableau V-19 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	145
Tableau V-20 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x1} et V_{x2} dans tous les niveaux.....	146
Tableau V-21 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	147
Tableau V-22 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x2} et V_{x3} dans tous les niveaux.....	148

Chapitre VI :

Tableau VI-1 Résumé des résultats du ferrailage.....	149
Tableau VI-2 Vérification des contraintes.....	151
Tableau VI-3 Résumé des résultats du ferrailage.....	154
Tableau VI-4 Vérification de l'effort tranchant.....	154
Tableau VI-5 Vérification des contraintes.....	155
Tableau VI-6 section des armatures du mur adossé.....	159
Tableau VI-7 Vérification des contraintes pour le mur adossé	160

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d' : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

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

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28$.

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

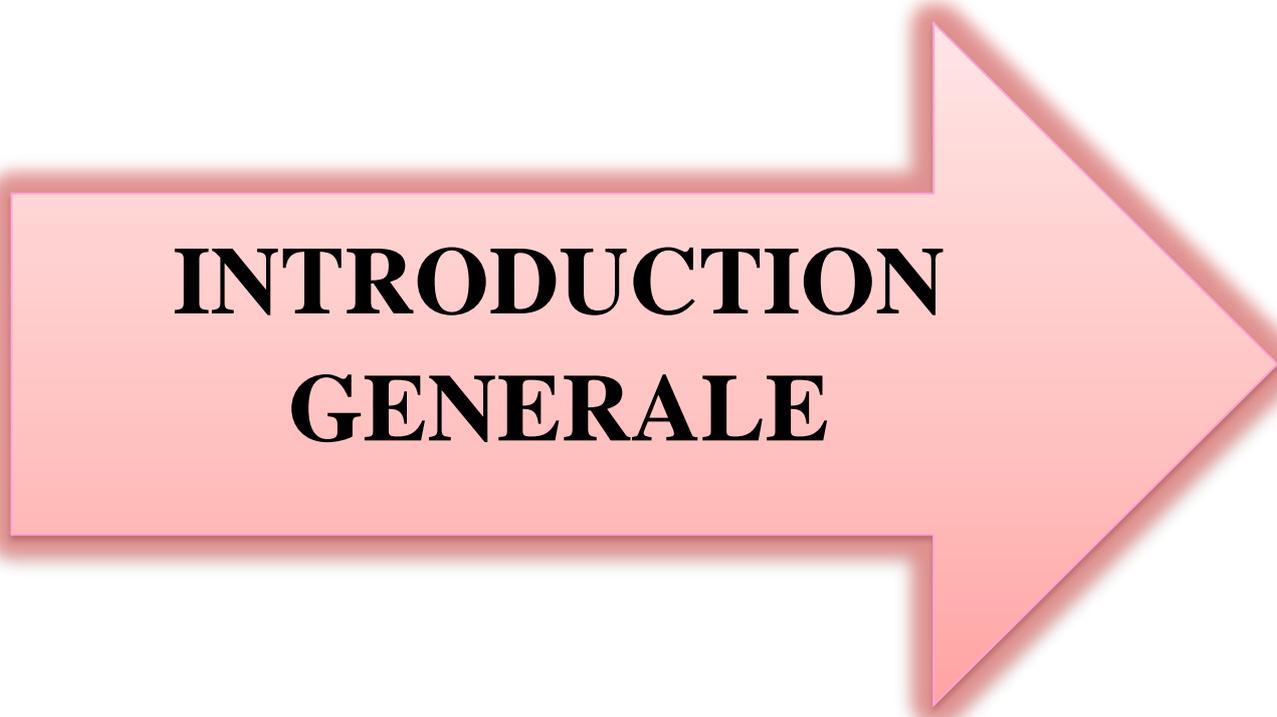
q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

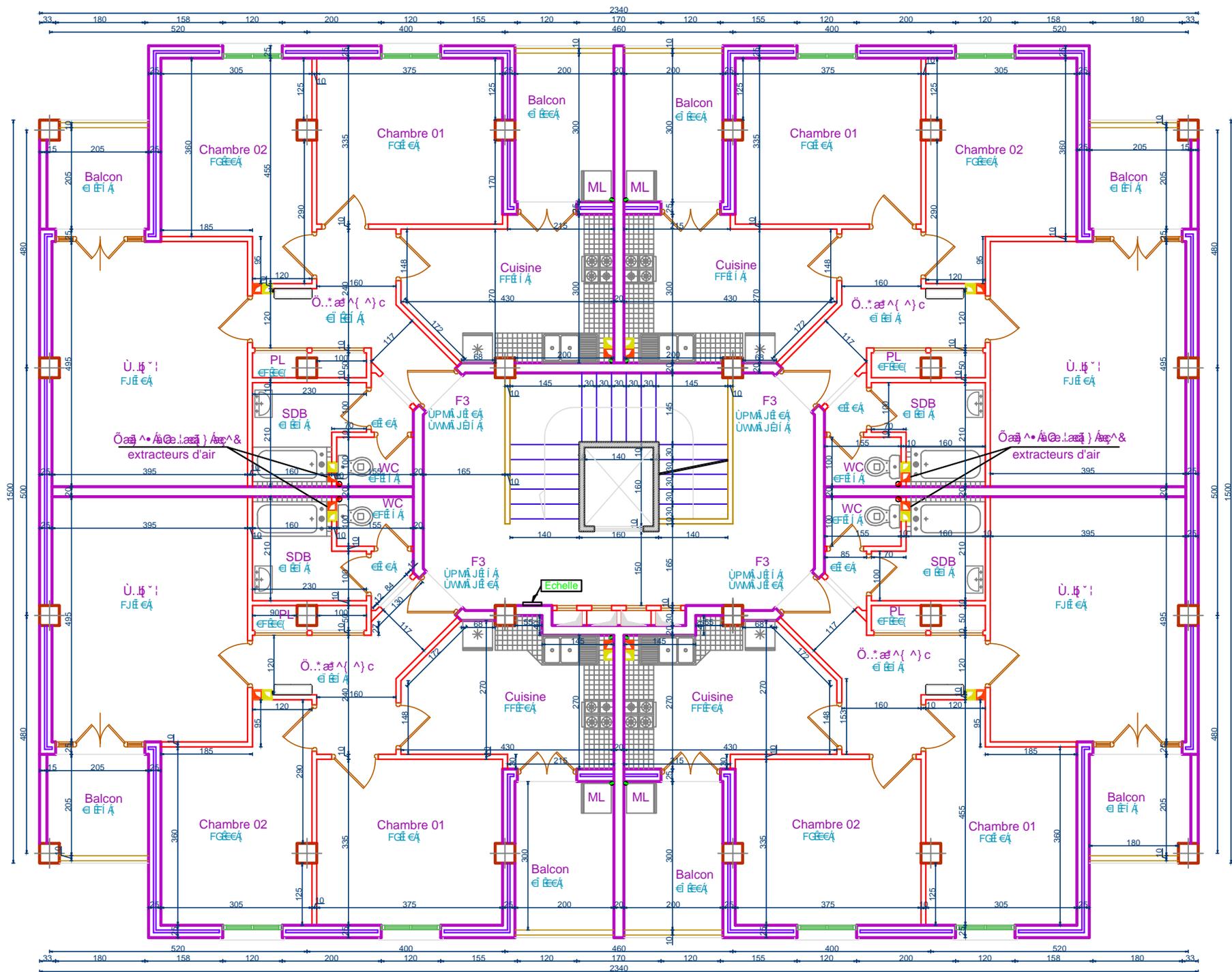
x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

y : Coordonnée en général, ordonné en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.



**INTRODUCTION
GENERALE**



-Plan de l'étage 07

Introduction Général

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils et militaires s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.[1]

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+7+2E-sol), il regroupe à la fois commerces, service et logements d'habitations, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99 version 2003. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.



CHAPITRE I

INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié par **GANI « Bureau Etude d'Ingénieur en Génie Civil »**, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment (R+7+2 ENTRE SOL) à usage (commercial, service et d'habitation), Implanté à **Bejaia (Oued Ghir)**, qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

I.2 CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

- Largeur en plan 15.00m.
- Longueur en plan23.40m.
- Hauteur total du bâtiment33.92m.
- Hauteur d'étages 3.06m.
- Hauteur E-sol 1 4.08m.
- Hauteur E-sol 2 3.06m.

I.2.2 Données du site

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) en vertu RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est situé au Sud Ouest du mont de Sidi Boudraham, entre deux communes de Bejaia à l'est, TOUDJA au Nord Ouest et la commune de OUED GHIR de l'Ouest et Sud Ouest.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 0.2\text{MPa}$.

I.2.3 Description structurale

❖ Ossature

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques),

avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage), ce qui est le cas dans notre projet.

❖ **Les planchers**

Tous les planchers des étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

❖ **Les escaliers**

Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ **La maçonnerie**

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

❖ **La terrasse**

Dans notre projet on a deux types de terrasses :

- Une terrasse accessible.
- Une terrasse inaccessible.

❖ **L'acrotère** : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

- Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde de corps.
- Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

❖ **L'infrastructure** : Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.3 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA 99/version 2003.
- ❖ CBA 93 (Code du béton armé).
- ❖ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ❖ BAEL 91 modifié99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4 ETATS LIMITES (BAEL91)

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces élément) est strictement satisfait et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. On distingue :

a) Etat limite ultime (ELU): Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service (ELS): Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.1 Hypothèses de calcul

a) E.L.U : Selon le **CBA93 (article A.4.3.2)** ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

b) E.L.S : Selon le **BAEL91 (article A.4.5)** ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

I.5 ACTIONS ET SOLLICITATIONS

I.5.1 Les actions

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.5.1.1 Valeurs caractéristiques des actions

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - ❖ Le poids propre de la structure.
 - ❖ Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - ❖ Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - ❖ Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - ❖ Les charges d'exploitations.
 - ❖ Les charges climatiques (vent et neige).
 - ❖ Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - ❖ Les chocs.
 - ❖ Les séismes.
 - ❖ Les explosions.
 - ❖ Les feux.

I.5.1.2 Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

- **Combinaison d'actions à l'ELU CBA93 (article : A.3.3.2)**
 - ✓ **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles**

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

➤ **Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)**

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

➤ **Combinaisons de calcul**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

$$\text{Situations durables} \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \begin{cases} G+Q \pm E. \\ G+Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

Avec :

- ❖ G : étant l'action permanente.
- ❖ Q : charge d'exploitation.
- ❖ E : l'action du séisme.

I.5.2 Les sollicitation

Les sollicitations sont des efforts internes (efforts normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion) et des déplacements apportées à une section ou à un élément, obtenus après une analyse de la structure.

I.6 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.6.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants), le mélange obtenue est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.1 Résistance caractéristique du béton

a) résistance caractéristique en compression f_{cj}

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16cm×32cm.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est en fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

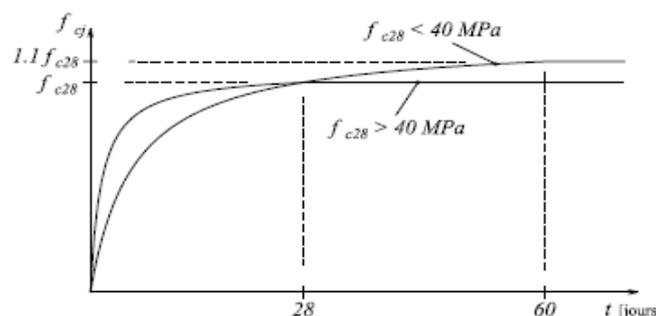


Figure I-1 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.2})$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

c) Contrainte limite

c.1) Etat limite ultime

✓ Contrainte ultime de compression

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

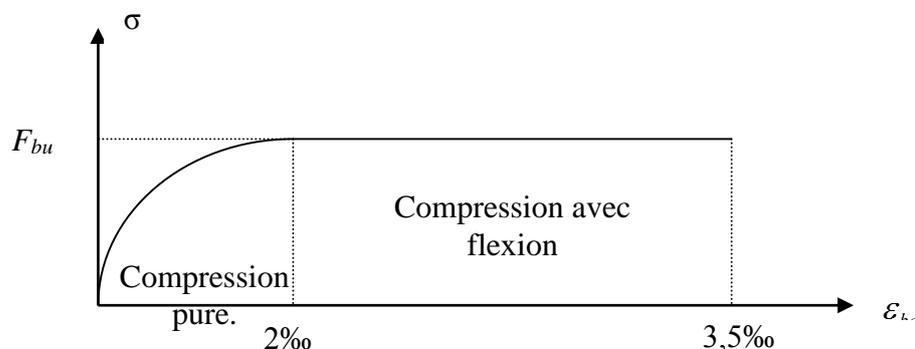


Figure I-2 Diagramme des contraintes-déformation du béton.

$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ raccourcissement unitaire du béton à la flexion simple.

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} - 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } > 24\text{h.} \\ - 0.9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est} \\ & \text{comprise entre 1h et 24h.} \\ - 0.8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h.} \end{cases}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad \text{pour : } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{pour : } \gamma_b = 1,15$$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement (de béton)** (BAEL91 Article A.5.1.211)

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau < \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{Adm}=3.33\text{Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm}=2.5\text{Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

c.2) Etat limite de service

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

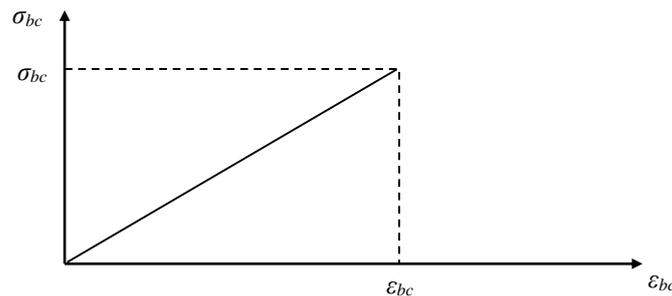


Figure I-3 Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite à l'ELS en compression du béton est limitée par:

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad (\text{CBA 93 art. A.4.5.2})$$

d) Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}.$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes : $j < 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale** (CBA93 article A.2.1.3)

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

ν : Coefficient de poisson

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.6.2 L'acier

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

a. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e

Tableau I-1 f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas, on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

b. Contrainte limite

✓ **Etat limite ultime**

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

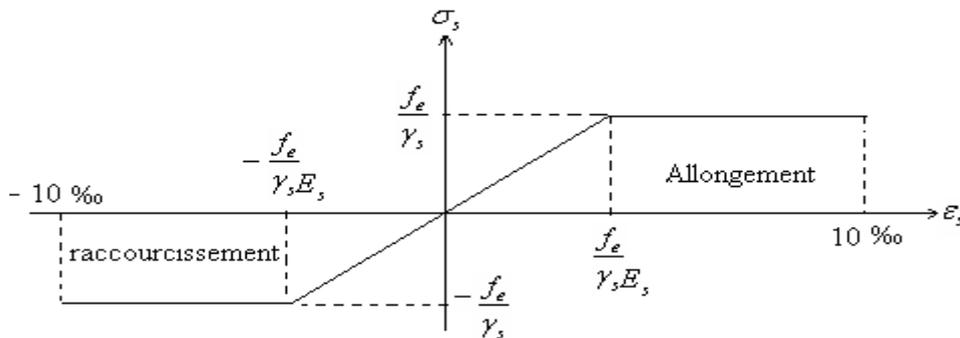


Figure I-4 Diagramme contraintes-déformations de calcul

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où} \end{cases}$$

✓ **Etat limite de service :** (BAEL91 Article A.4.5.32)

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL).}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).}$$

I.7 HYPOTHESES DE CALCUL

I.7.1 Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

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

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

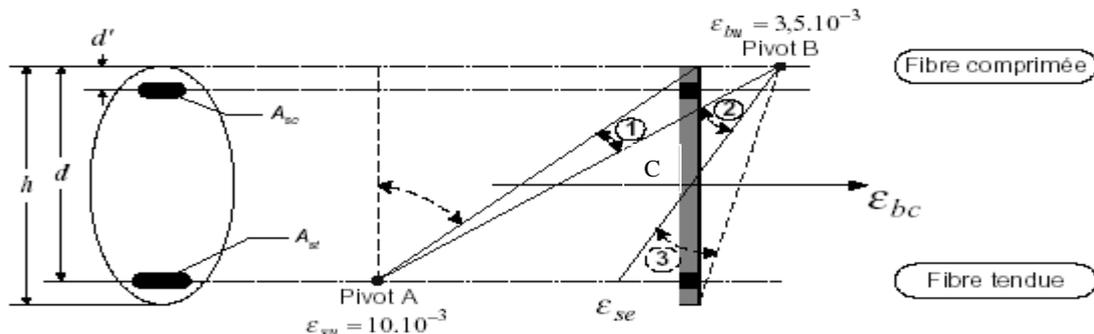


Figure I-5 Diagramme des déformations limites de la section règles des trois pivots
Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40$ Mpa.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ Mpa.
- ✓ $f_e = 400$ MPa.

CONCLUSION

Au terme de ce chapitre ; nous retenons ce qui suit :

1) L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
- CBA93 (Code du Béton Armé).
- BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

2) La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25$ MPa .

3) Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.



CHAPITRE II

INTRODUCTION

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Les éléments de la structure doivent avoir une section minimale pour pouvoir reprendre et transmettre les efforts sollicitant aux fondations et au sol, pour cela nous nous référons aux recommandations du (**RPA99 /Version 2003**), (**BAEL 91**) et au (**CBA 93**).

La transmission des charges suit la chaîne suivante :

Charges et surcharges → planchers → poutres → poutrelles → poteaux+voiles → fondations → sol.

II.1 PREDIMENSIONNEMENT

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

- Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).
- Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.1.1 Prédimensionnement des éléments secondaires

II.1.1.1 Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4 CBA93})$$

Avec :

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{520 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 21.77 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4$) = 24cm.

Avec :

$$\begin{cases} h_{cc} = 20 \text{ cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ h_{ddc} = 4 \text{ cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

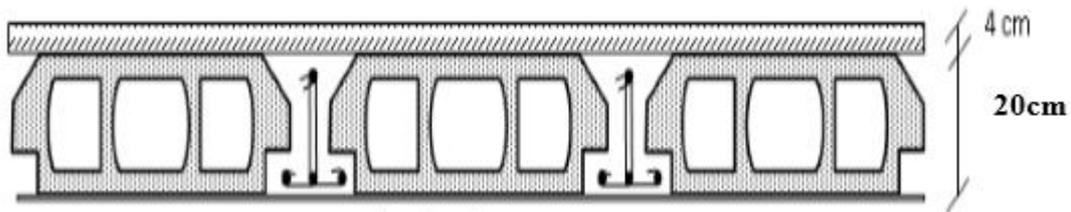


Figure II.1: Plancher à corps creux.

II.1.1.2 Planchers en dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour divers dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements.

➤ **Critère de résistance (BAEL93)**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ **Critère de coupe-feu (BAEL93)**

$$e \geq 7\text{cm} \quad \text{pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.}$$

$$e \geq 14\text{cm} \quad \text{pour quatre heures de coupe-feu}$$

Notre projet comporte trois types de dalle pleine

❖ **Panneau sur 02 appuis :**

$$L_x = 1.25\text{m}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq 6.25\text{cm}$$

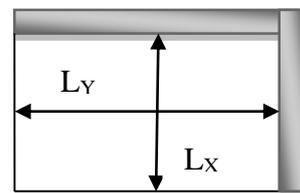


Figure II-2 Dalle sur deux appuis

❖ **Panneau sur 03 appuis**

$$L_x = 2.00\text{m}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$4.44\text{cm} \leq e \leq 5.00\text{cm}$$

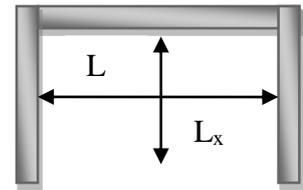


Figure II-3 Dalle sur trois appuis

On adopte une épaisseur de **12cm** pour tous les planchers à dalle pleine (selon le critère de résistance au feu).

II.1.1.3 Les poutrelles

Ce sont des éléments résistants du plancher, destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères suivant :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement aux plus petites portées.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus d'appuis, quand les travées sont identiques.

a) Disposition des poutrelles

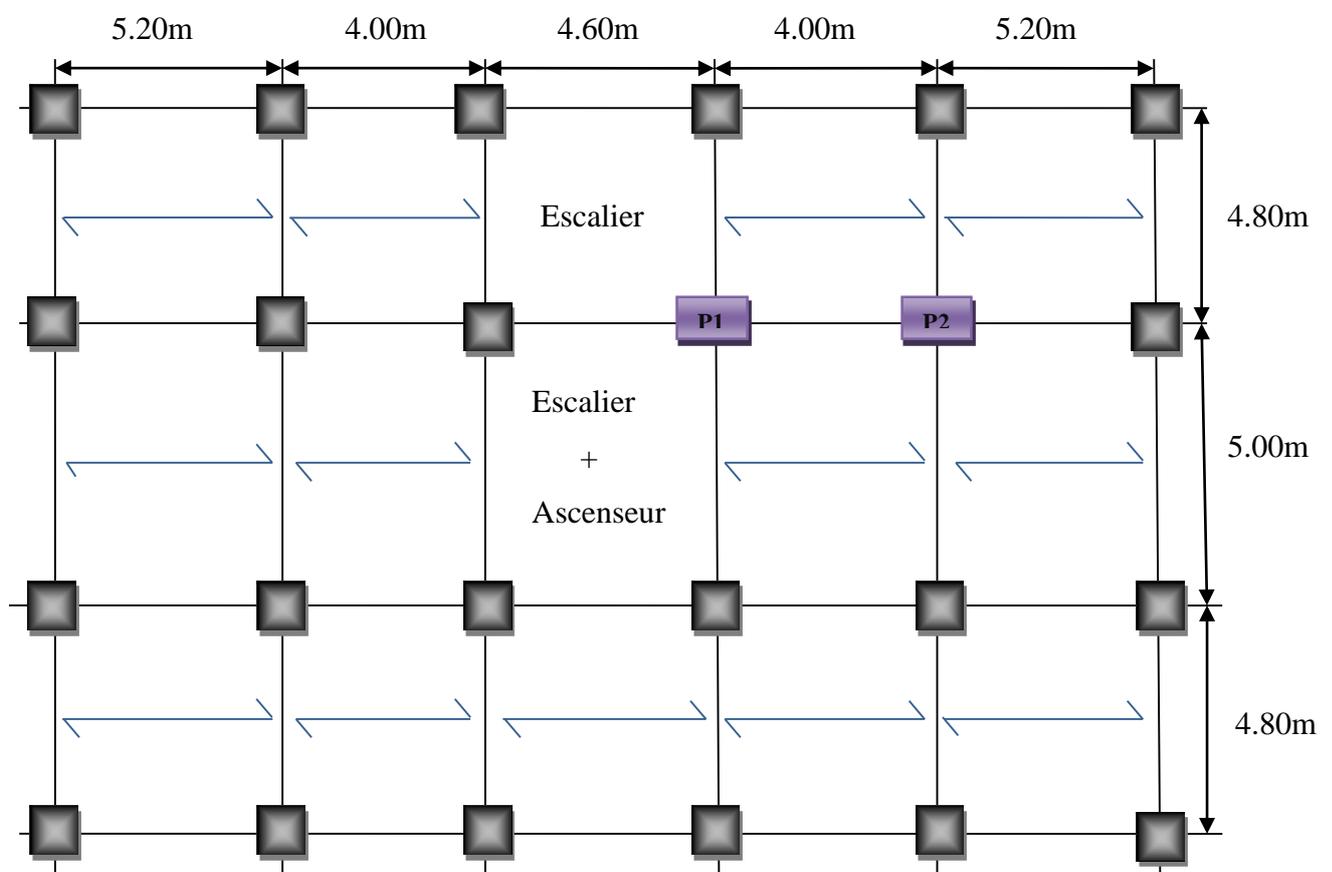


Figure II-4 Schéma de la disposition des poutrelles

b) Pré dimensionnement des poutrelles

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 20+4 cm.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

On a : $h_t = 24$ cm.

$$b_0 = (0,04 \text{ à } 0,06) \times h_t = (0,96 \text{ à } 1,44)$$

On adopte : $b_0 = 14$ cm.

$$b_1 \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

Avec :

$$L_x = l - b_0 = 65 - 14 = 51 \text{ cm}$$

$$L_y = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{51}{2}; \frac{370}{10} \right]$$

On adopte: $b_1 = 25.5$ cm.

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 25.5 + 14 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65$ cm.

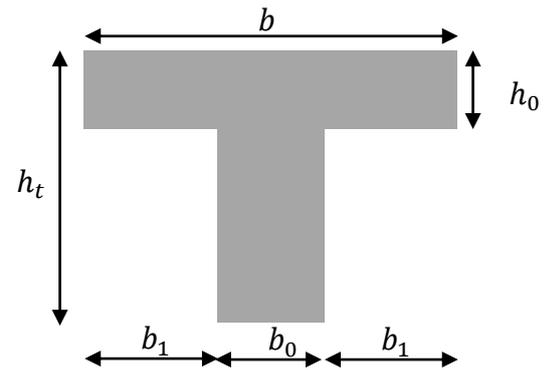


Figure II-5 Coupe transversale d'une Poutrelle

II.1.1.4 l'acrotère

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse.

Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert pour l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments. Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H=60$ cm.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le Plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

$$\text{Soit } S \text{ la section de l'acrotère } \begin{cases} S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \\ S = 0.0685 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Volume de l'acrotère par mètre linéaire :

$$V = S \times 1 = 0.0685 \text{ m}^3$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \delta \times V = 25 \times 0.0685 = 1.712 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre d'enduit intérieur de ciment de 2 cm d'épaisseur :

$$G_{\text{cint}} = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$$

Le poids propre d'enduit extérieur de ciment de 1.5 cm d'épaisseur :

$$G_{\text{cext}} = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$$

Le poids propre total de l'acrotère :

- Terrasse inaccessible $G_{\text{tinac}} = G_{\text{inacce}} + G_{\text{cint}} + G_{\text{cext}} = 2.132 \text{ KN/ml}$.

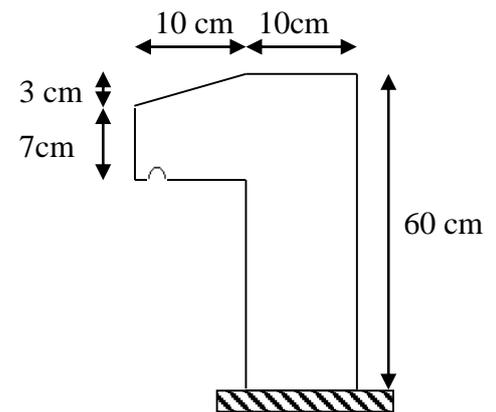


Figure II-6 Acrotère

II.1.1.5 les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils peuvent être en béton armé en métal ou en bois, dans notre cas ils sont réalisés en béton armé. Les différents éléments constituant un escalier sont :

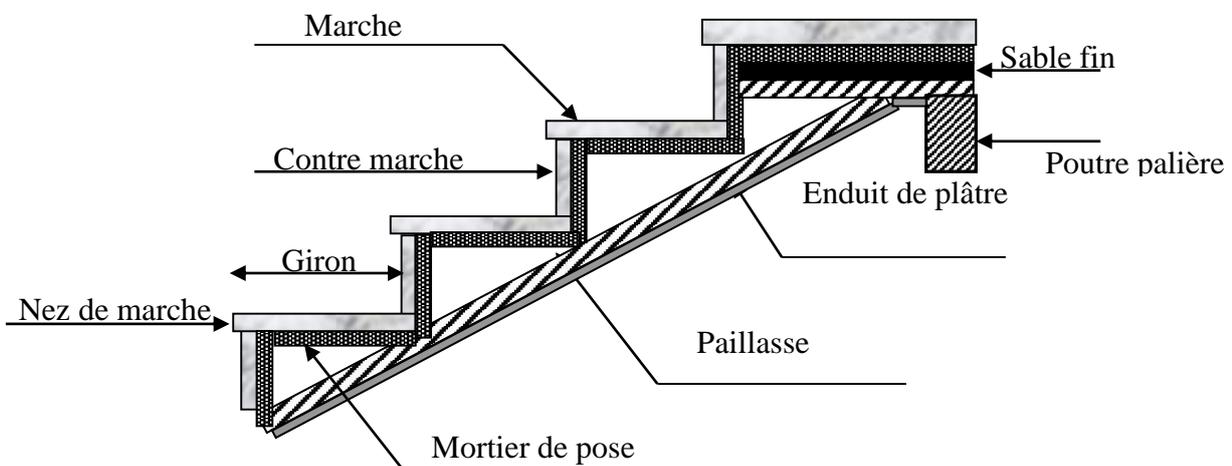


Figure II-7 Détail d'un escalier

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

- La formule empirique de **BLONDEL**: $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

Dans notre projet on distingue deux types d'escalier :

- le 1^{er} type escalier à trois volées et deux paliers intermédiaires.
- le 2^{er} type escalier à une seule volée et un palier.

• **Pré dimensionnement**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches, on utilise la formule de **BLONDEL** qui est donnée par :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64 \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$$g = (L_0 / (n-1))$$

$$h = H_0 / n$$

Soit :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

L₀ : longueur de la volée.

H₀ : hauteur de la volée.

n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de marche.

H : hauteur d'étage.

L : longueur totale de l'escalier.

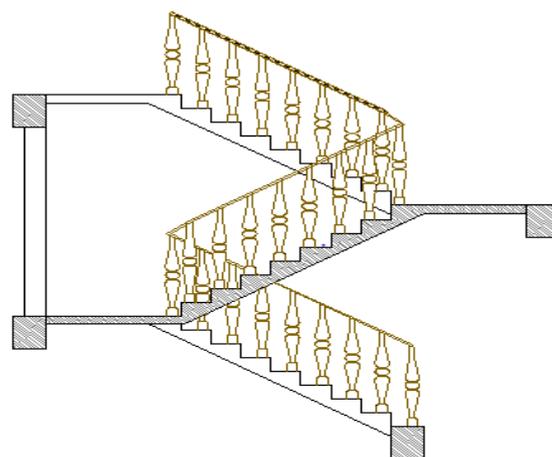


Figure II-8 : Vue en coupe.

En remplaçant les expressions de g et h dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

• **Type1 Pour un escalier E-sol1**

Il est composé de trois escaliers droit dont le schéma statique est le suivant :

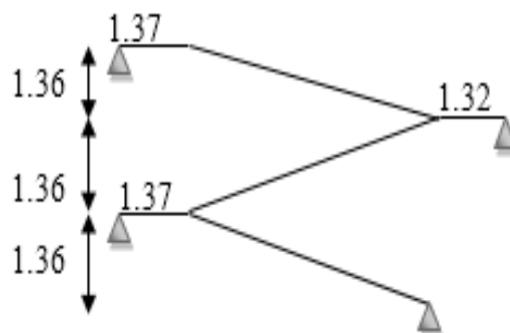


Figure II-9 Schémas statique d'escalier E-sol 1.

❖ Première et troisième partie

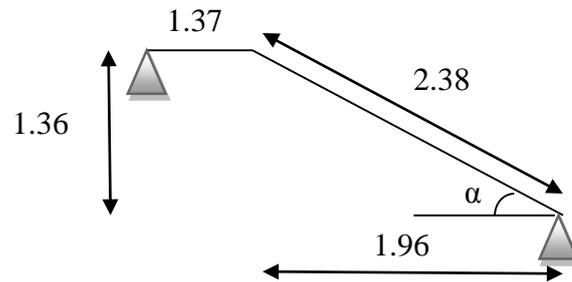


Figure II-10 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-sol 1

$$\alpha = \arctg (H_0 / L_0) = 34.75^\circ$$

- Epaisseur de la pailleasse

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \Rightarrow L = 1.37 + \sqrt{1.96^2 + 1.36^2} = 3.75\text{m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{375}{30} \leq e \leq \frac{375}{20} \Rightarrow 12.50\text{cm} \leq e \leq 18.75\text{cm}$$

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 196 \text{ cm}$; $H_0 = 136 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 196)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 532n + 272 = 0$$

La résolution de cette équation est :

Le nombre de contre marche : $n = 8$

Le nombre de marche : $n - 1 = 7$

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$\left. \begin{array}{l} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{196}{7} = 28 \Rightarrow g = 28\text{cm.} \\ h = \frac{H_0}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.} \end{array} \right\} \Rightarrow g = 28 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

❖ Deuxième partie

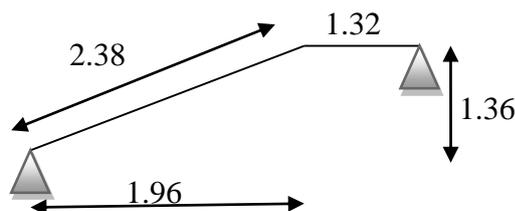


Figure II-11 Schémas statique d'escalier de la deuxième partie d'E-sol 1

- **Epaisseur de la paillasse**

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \Rightarrow L = 1.32 + \sqrt{1.96^2 + 1.36^2} = 3.70\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12.33\text{cm} \leq e \leq 18.50\text{cm}$$

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 196 \text{ cm}$; $H_0 = 136 \text{ cm}$.

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$\begin{cases} n = 8 \\ n-1 = 7 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} g = 28\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

• **Type2 Pour un escalier E-sol2**

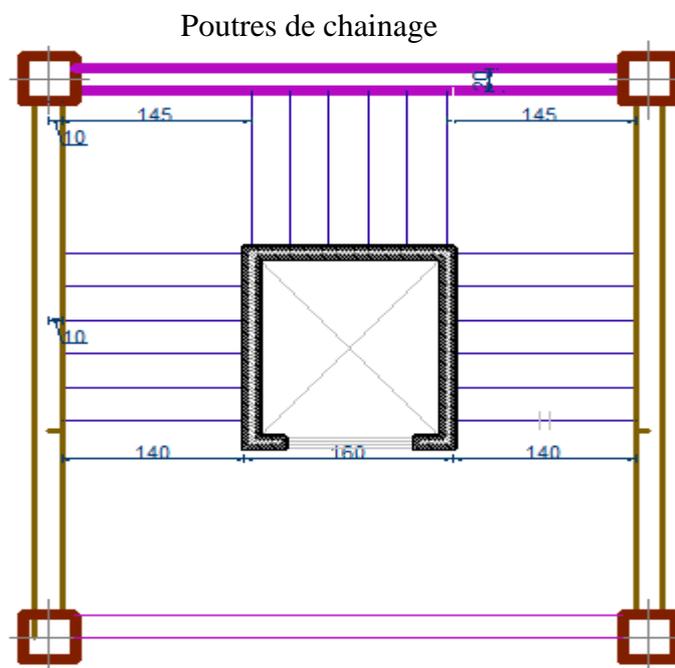


Figure II-12 Escaliers droit à trois volées

❖ Première et troisième volée

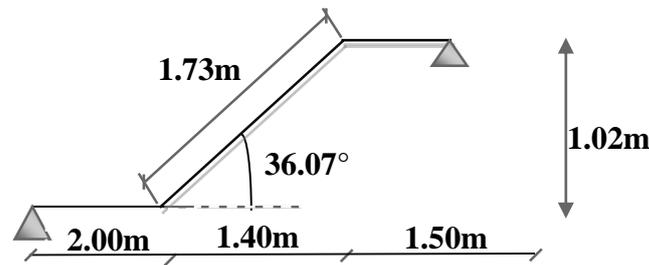


Figure II-13 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-Sol 2

- Epaisseur de la pailleasse :

$$L = L_p + L'_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2}$$

$$L = 1.50 + 2 + \sqrt{1.40^2 + 1.02^2} = 5.23m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{523}{30} \leq e \leq \frac{523}{20} \Rightarrow 17.43cm \leq e \leq 26.15cm$$

On prend : **e = 18 cm.**

- Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a : $L_0 = 140 \text{ cm}$; $H_0 = 102 \text{ cm}$.

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$\begin{cases} n = 6 \\ n - 1 = 5 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} g = 28cm \\ h = 17cm \end{cases}$$

❖ Deuxième volée :

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre palière). Elle sera calculée comme un consol.

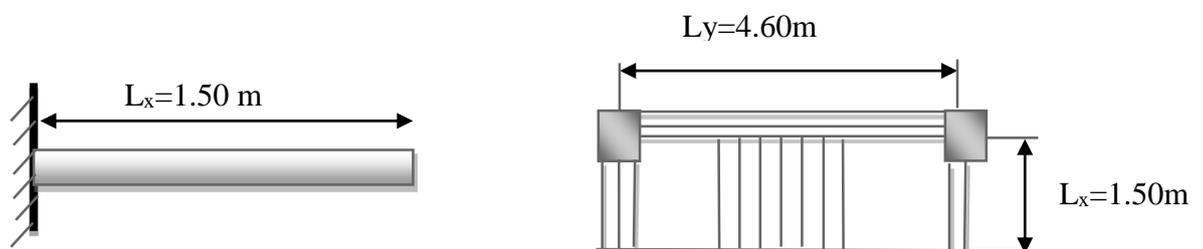


Figure II-14 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-sol 2

- **Epaisseur de la paille :**

$$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5cm$$

On prend : **e = 12 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 140 \text{ cm}$; $H_0 = 102 \text{ cm}$.

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$\begin{cases} n = 6 \\ n - 1 = 5 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} g = 28cm \\ h = 17cm \end{cases}$$

➤ **Pour l'étage RDC, l'étage courant**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-1 Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment (RDC, l'étage courant)

	Type	volée	L_p (m)	L'_p	L_0 (m)	H_0 (m)	L (m)	α (°)	n	$n-1$	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC, l'étage Courant	Type 1	1	1.45	2	1.50	1.02	3.26	34.21	6	5	17	30	14
		2	/	2	1.50	1.02	1.40	34.21	6	5	17	30	12
		3	1.45	2	1.50	1.02	3.26	34.21	6	5	17	30	14

➤ **Pour l'entrée de bâtiments**

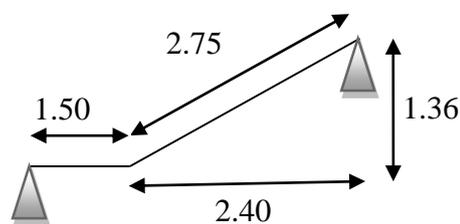


Figure II-15 Schémas statique d'escalier de l'entrée de bâtiments

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-2 Les dimensions de la cage d'escalier de l'entrée de bâtiments

	Type	L _p (m)	L ₀ (m)	H ₀ (m)	L (m)	α (°)	n	n-1	h (cm)	g (cm)	e (cm)
L'entrée de bât	Type 2	1.5	2.40	1.36	4.25	29.53	9	8	15	30	14

II.1.2 pré-dimensionnement des éléments principaux

II.1.2.1 les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

a) Les poutres principales (P.P)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur prédimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

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

On suppose des poteaux de (30×30) cm²

Avec :

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

(L_{max}=500-30=470 cm)

D'où L_{max} =470cm

$$\frac{470}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{470}{10}$$

$$31,33\text{cm} \leq h_{pp} \leq 47\text{cm}$$

On prend : **h=45cm** et **b=30cm**

➤ Vérification selon le R.P.A

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis du R.P.A 99/2003(article 7.5-1) qui sont les suivants :

- b= 30cm ≥ 20cm..... vérifiée.
- h=40cm ≥ 30cm..... vérifiée.
- h/b=40/ 30=1,33 < 4.....vérifiée.

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 45cm} \quad \text{et} \quad \mathbf{b = 30cm}$$

b) Les poutres secondaire (P.S)

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles sont prédimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

➤ **Critère de rigidité**

La hauteur des poutres secondaire est donnée par la formule suivante :

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

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis de la poutre secondaire.

$$L = 520 - 30 = 490 \text{cm}$$

D'où :

$$32.66 \text{cm} \leq h_{ps} \leq 49 \text{cm}$$

On prend : $\mathbf{h = 40cm}$ et $\mathbf{b = 30cm}$

➤ **Vérification selon le R.P.A**

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis du R.P.A 99/2003 (article 7.5-1) qui sont les suivants :

- $b = 30 \text{cm} \geq 20 \text{cm}$ vérifiée.
- $h = 35 \text{cm} \geq 30 \text{cm}$ vérifiée.
- $h/b = 35 / 30 = 1,16 < 4$ vérifiée.

Donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 40cm} \quad \text{et} \quad \mathbf{b = 30cm.}$$

II.1.2.2 les voiles

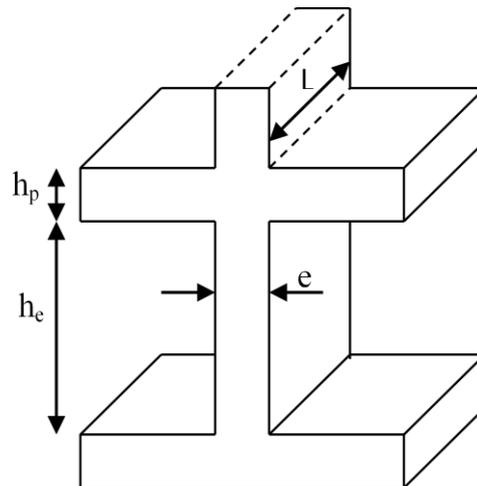


Figure II-16 Coupe de voile en élévation

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes

- $e > 15 \text{ cm}$(1)
- $e > h_e / 20$ (2) **RPA (article 7.7.1)**
- $L > 4 e$ (3)

Avec : e : Epaisseur du voile.
 L : Longueur du voile.
 h_e : Hauteur libre étage.

On a : $e \geq \max (e_{\min} ; \frac{h_e}{22})$

On a les hauteurs libres d'étages :

$h_e = 408 - 24 = 384 \text{ cm}$ pour entre sol1.

$h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$ pour entre sol2, RDC et étage courant.

D'où:

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{384}{22} = 17.06 \text{ cm} \text{ pour entre sol1.} \\ e \geq \frac{282}{22} = 12.81 \text{ cm} \text{ pour entre sol2, RDC et étage courant.} \end{array} \right.$$

Soit :

$e = 20\text{cm}$ pour entre sol1.

$e = 15\text{cm}$ pour entre sol2, RDC et la premier jusqu' au 7ème étages.

II.1.2.3 les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4,1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

Les conditions suivantes pour la zone II_a :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm.} \\ 0.25 < \frac{h_1}{b_1} < 4 \end{cases}$$

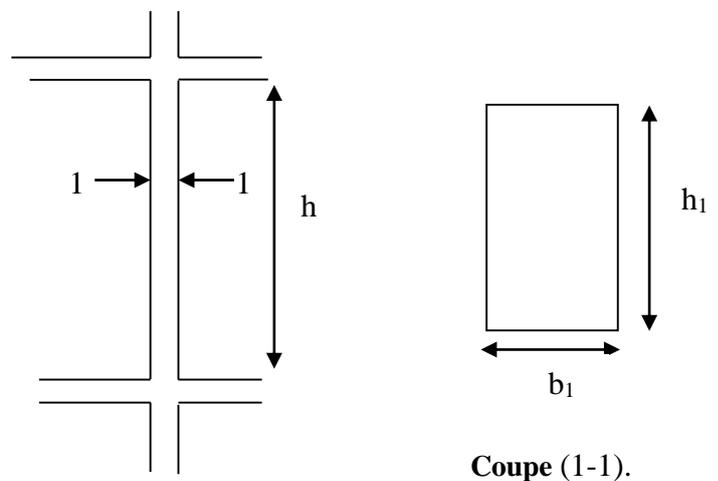


Figure II-17 Hauteur libre d'étage

On peu prendre les dimensions suivantes pour les poteaux:

- Entre sol 1, 2 : poteaux (55, 50) cm²
- RDC, 1^{ème} étage : poteaux (50, 45) cm²,
- 2^{ème}, 3^{ème} étage : poteaux (45,40) cm²,
- 4^{ème}, 5^{ème} étage : poteaux (40,35) cm².
- 6^{ème}, 7^{ème} étage : poteaux (35,30) cm².

II.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les charges permanentes G sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux; les constituantes, et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.2.2**.

II.2.1 Les planchers

a) Plancher terrasse inaccessible

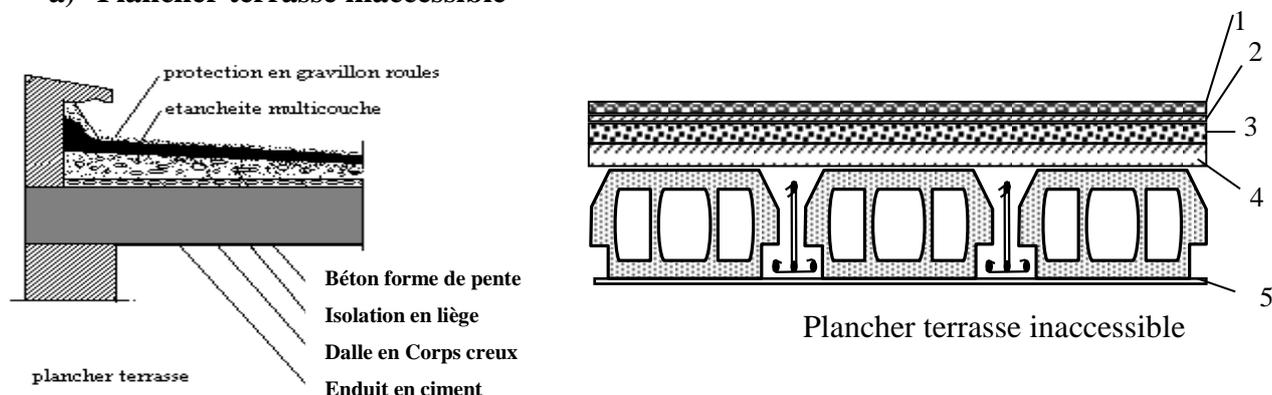


Figure II-18 Schéma du plancher terrasse inaccessible

Tableau II-3 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.065	22	1.43
4	Isolation thermique	0.015	18	0.27
5	plancher a corps creux (20+4) cm	0.24	14	3.36
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale		G= 6.02KN/m²		
Charge d'exploitation		Q = 1KN/m²		

II.2.2 Plancher de l'étage courant

Tableau II-4 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	9	0.90
Carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Lit de Sable	0.020	18	0.36
Plancher à corps creux (20+4)	0.24	14	3.36
Enduit de plâtre	0.020	10	0.20
Charge permanente totale	G= 5.36 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1.5 KN/m²		

- Les charges d'exploitation à prendre dans les deux cas :
 - étage commercial est estimée à Q= 5 KN/m².
 - étage service est estimée à Q= 2.5 KN/m².

II.2.3 Dalle plain

Tableau II-5 Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Dalle pleine	0.140	25	3.50
Carrelage	0.020	22	0.44
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Sable fin	0.020	18	0.36
Enduit de ciment	0.015	14	0.21
Charge permanente totale	G = 4.91 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1.5 KN/m²		

II.2.4 Plancher dalle pleine pour l'ascenseur

Tableau II-6 Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine pour l'ascenseur.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
Total charges permanentes	G = 3.75 KN/m²		
Total charges Exploitations	Q = 1 KN/m²		

II.2.5 Les balcons

C'est une plaque en béton armé portant sur un, deux ou trois appuis, c'est un élément considéré secondaire dans le contreventement de la structure, il joue un rôle de confort pour l'utilisateur et d'esthétique dans l'aspect architectural.

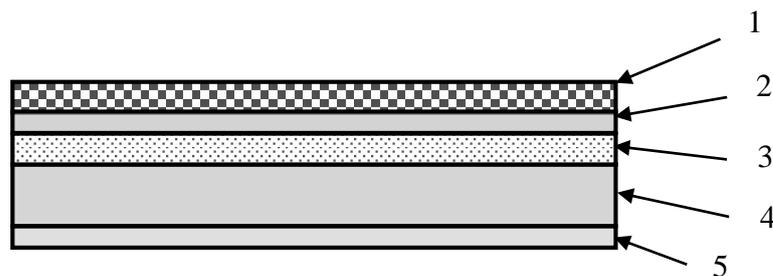


Figure II-19 Schéma d'un balcon

Tableau II-7 Evaluation des charges dans les balcons.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	14	25	3.5
Enduit en plâtre	2	10	0.2

Charge permanente	$G = 4.90 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.6 Murs

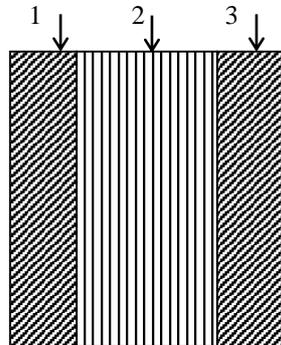


Figure II-20 Mur intérieur

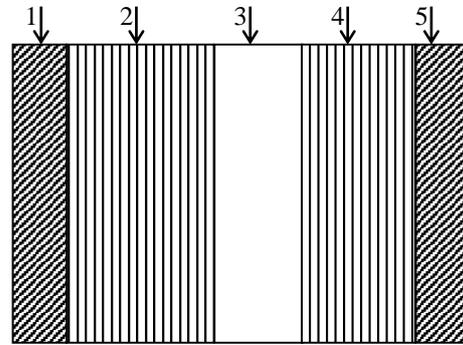


Figure II-21 Mur extérieur

a) Les murs extérieurs

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

Tableau II-8 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	1.5	18	0.27
2	Brique creuse de 15 cm	15	/	1.3
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
5	Enduit plâtre intérieur	1.5	10	0.15
				$\Sigma = 2.62$

b) Murs intérieur

Ils jouent un rôle important dans l'isolation phonique du bâtiment et de séparation.

Tableau II-9 Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment extérieur	1.5	10	0.15
2	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
3	Enduit plâtre intérieur	1.5	10	0.15
				$\Sigma = 1.2$

II.2. 7 Les escaliers

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Tableau II-10 Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids "G" (KN/m ²)
Poids de la dalle	3.50	3.5
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Garde de corps	0.00	0.60
Enduit de plâtre	0.15	0.15

$$G_{palier} = 4.49 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{paillasse} = 6.96 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

II.2.8 L'acrotère

Tableau II-11 Evaluation des charges de l'acrotère.

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit en ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
1	60	10	0.4	2.46	1.0	2.86

II.3 DESCENTE DE CHARGE

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.3.1 Surface afférente

- Poteau cage d'escalier (P1) : voir la figure II-4

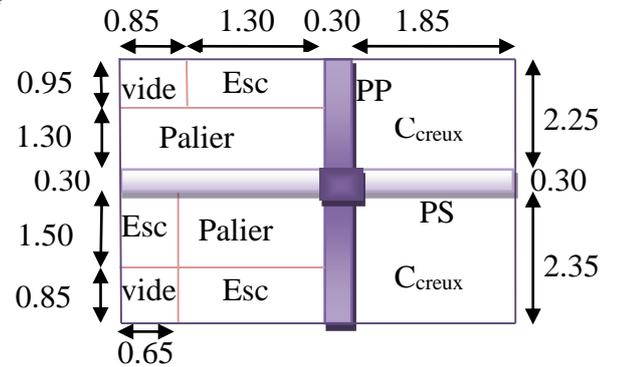


Figure II-22 Surface afférente (P1)

Tableau II-12 Surface afférente poteau de

Etage	S _{c.creux} (m ²)	S _{volée} (m ²)	S _{palier} (m ²)	G(KN)	Q(KN)
Plancher Terrasse	19.78	/	/	119.07	19.78
Plancher courant	13.31	1.235	3.225	94.41	31.11
Plancher E-sol	13.31	1.235	3.225	107.72	44.42
Plancher S-sol	8.51	3.48	5.045	89.40	63.86

- Poteau (P2) : voir la figure II-4

$$S_{af} = (1.85+2.45) \times 2.35 + (1.85+2.45) \times 2.25$$

$$S_{af} = 19.78 \text{ m}^2$$

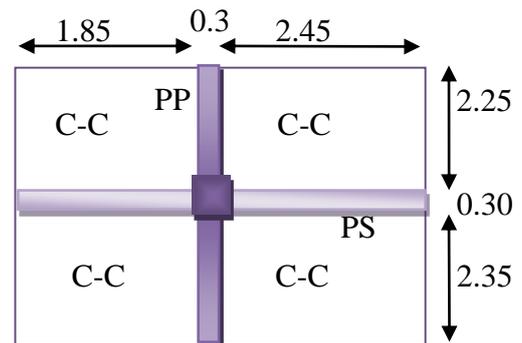


Figure II-23 Surface afférente (P2)

II.3.2 Les charges et surcharges

- Poteau (P2)

Planchers terrasse inaccessible

$$G = 19.78 \times 6.02 = 119.07 \text{ KN}$$

$$Q = 19.78 \times 1 = 19.78 \text{ KN}$$

Etages RDC, 1 à 6

$$G = 19.78 \times 5.36 = 106.02 \text{ KN}$$

$$Q = 19.78 \times 1.5 = 29.67 \text{ N}$$

Plancher entre sol 2

$$G = 19.78 \times 5.36 = 106.02 \text{ KN}$$

$$Q = 19.78 \times 2.5 = 49.45 \text{KN}$$

Plancher entre sol 1

$$G = 19.78 \times 5.36 = 106.02 \text{KN}$$

$$Q = 19.78 \times 5 = 98.90 \text{KN}$$

Les poutres

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.45) \times (2.35 + 2.25) \times 25 = 17.84 \text{KN}$$

$$G_{ps} = (0.3 \times 0.40) \times (1.85 + 2.45) \times 25 = 12.9 \text{KN}$$

$$G = G_{ps} + G_{pp} = 13.80 + 11.28 = 30.74 \text{KN}$$

Poids des poteaux

$$\text{Poteaux } (55, 50) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 28.05 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (50, 45) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 17.21 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (45, 40) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 13.77 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (40, 35) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 10.71 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (35, 30) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 8.03 \text{ KN}$$

II.3.3 La loi de dégression

DTR B.C2.2

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3+n)/2n \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

- Selon le **DTR (BC.2.2) Article 6**, pour les bâtiments bureaux, on applique la loi de dégression de base à la fraction de la charge d'exploitation égale à cette dernière diminuée de 1 KN/m^2 .
- La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

a) Descente des charges pour le poteau cage d'escalier (P1)

Les résultats de la descente des charges sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-13 Descente de charge (poteau cage d'escalier P₁).

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher T-inaccessible Poteau (35×30) Poutres	157.85	19.78
N ₁	N ₀ Plancher étage courant Poutres Poteau (35×30) Escalier	291.02	50.89
N ₂	N ₁ Plancher courant Poutres Poteau (40×35) Escalier	426.88	78.88
N ₃	N ₂ Plancher courant Poutres Poteau (40×35) Escalier	562.74	103.77
N ₄	N ₃ Plancher courant Poutres Poteau (45×40) Escalier	701.66	125.55
N ₅	N ₄ Plancher courant Poutres Poteau (45×40) Escalier	840.58	144.22
N ₆	N ₅ Plancher courant Poutres Poteau (50×45) Escalier	982.94	159.77
N ₇	N ₆ Plancher courant Poutres Poteau (50×45) Escalier	1125.30	174.39
N ₈	N ₇ Plancher courant Poutres Poteau (55×50)	1291.81	195.77

	Escalier		
N₉	N ₈ Plancher courant Poutres Poteau (55×50) Escalier	1440.00	295.63
Total	Σ=	1440.00	295.63

A la base : **G = 1440.00 KN** et **Q = 295.63 KN**.

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à 10%, telle que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 1440 + 1.5 \times 295.63)$$

$$N_u = 2626.18 \text{ KN}$$

b) Descente des charges pour le poteau (P2)

Les résultats de la descente des charges sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-14 Descente de charge (P₂).

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher T- inaccessible Poutre (pp+ps) Poteau (35×30)	157.84	19.67
N2	G venant de N1 Plancher courant Poutre (pp+ps)	294.60	49.45
N3	G venant de N2 Poteau (35×30)	302.63	49.45
N4	G venant de N3 Plancher courant Poutre (pp+ps)	439.39	76.153
N5	G venant de N4 Poteau (40×35)	450.10	76.153
N6	G venant de N5 Plancher courant Poutre (pp+ps)	586.86	99.88
N7	G venant de N6 Poteau (40×35)	597.57	99.88
N8	G venant de N7 Plancher courant Poutre (pp+ps)	734.33	120.65

N9	G venant de N8 Poteau (45×40)	748.10	120.65
N10	G venant de N9 Plancher courant Poutre (pp+ps)	884.96	138.29
N11	G venant de N10 Poteau (45×40)	898.63	138.29
N12	G venant de N11 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1035.39	153.29
N13	G venant de N12 Poteau (50×45)	1052.60	153.29
N14	G venant de N13 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1189.36	167.23
N15	G venant de N14 Poteau (50×45)	1206.57	167.23
N16	G venant de N15 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1343.33	193.95
N17	G venant de N16 Poteau (55×50)	1371.38	193.95
N18	G venant de N17 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1508.14	292.85
N19	G venant de N18 Poteau (55×50)	1455.53	292.85
Total	$\Sigma=$	1455.53	292.85

A la base : **G = 1455.53 KN** et **Q = 292.85 KN.**

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à 10%, telle que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 1455.53 + 1.5 \times 292.85)$$

$$N_u = 2764.44 \text{ KN}$$

Remarque

D'après le RPA99 version 2003 (**art 7.4.1**), il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et ceux de rive, des sections identiques à celles des poteaux centraux, et cela pour une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

II.4 VERIFICATION

II.4.1 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \quad \text{Avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} = 0.184 \text{ m}^2$$

on a : $B = 0.55 \times 0.5 \Rightarrow B = 0.275 \text{ m}^2 \geq 0.194 \text{ m}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée

Ce tableau résume les vérifications des poteaux à la compression pour tous les niveaux :

Tableau II-15 Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	sections	Condition $B > B_{\text{calculée}}$		Observation
			B (m ²)	B _{calculée} (m ²)	
Entre sol 1,2	2764.44	55×50	0.275	0.194	Vérifiée
RDC et 1^{er} étage	2067.68	50×45	0.225	0.145	Vérifiée
2^{eme}, 3^{eme} étage	1562.64	45×40	0.180	0.110	Vérifiée
4^{eme}, 5^{eme} étage	1052.19	40×35	0.140	0.074	Vérifiée
6^{eme}, 7^{eme} étage	530.99	35×30	0.105	0.037	Vérifiée

II.4.2 Vérification au flambement :

D'après le (**CBA 93**), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement : $\lambda = L_f / i$

L_f : Longueur de flambement.

L_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{I/B}$

I : Moment d'inertie : $I = b_1 \times h_1^3 / 12$

❖ **Vérification du poteau de entre sol 1**

$$L_f = 0.7 \times 3.63 = 2.541 \text{ m}$$

$$B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{ m}^2 \Rightarrow I = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 6.932 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{6.932 \times 10^{-3}}{0.275}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{2.541}{0.158} = 16.08 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.08}{35}\right)^2} = 0.815$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2764.44 \times 10^{-3}}{0.815 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.154 \text{ m}^2$$

B_r : la section réduite

$$B_r = (55 - 2.5) \times (50 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.249 \text{ m}^2 > 0.154 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc pas de risque de flambement pour ce poteau.

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux.

Tableau II-16 Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Nu	sections	Condition $B > B_{calculée}$		observation
			B (m ²)	B _{calculée} (m ²)	
Entre sol 1,2	2764.44	55×50	0.249	0.154	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	2067.68	50×45	0.201	0.113	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	1562.64	45×40	0.159	0.086	Vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	1052.19	40×35	0.121	0.061	Vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	530.99	35×30	0.089	0.029	Vérifiée

II.4.3 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Art (7.4.3.1)}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Tableau II-17 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N (KN)	Section (cm ²)	N_{rd}	Remarque
Entre sol 1, 2	2764.44	55×50	0.402	Non vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	2067.68	50×45	0.367	Non vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	1562.64	45×40	0.347	Non vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	1052.19	40×35	0.300	vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	530.99	35×30	0.202	vérifiée

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit n'est pas vérifié, alors il faut augmenter les sections des poteaux dans ces niveaux.

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B \leq \frac{N}{0.3 \times f_{c28}}$$

Après l'augmentation des sections des poteaux en adopte des résultats suivants :

Tableau II-18 Nouvelle vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N (KN)	Section (cm ²)	N_{rd}	Remarque
Entre sol 1,2	2764.44	65×60	0.283	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	2067.68	60×55	0.250	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	1562.64	55×50	0.277	Vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	1052.19	50×45	0.187	Vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	530.99	45×40	0.117	vérifiée

II.4.4 Condition de RPA 99

1- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$

2- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_2}{20} \text{ cm}$ Avec h_2 : la hauteur d'étage.

3- $0.25 < \frac{h_1}{b_1} < 4.$

Tableau II-19 Vérification des conditions du RPA

niveaux	Section(Cm ²)	Condition 1	Condition 2	Condition 3	Observation
E- sol 1	65×60	$60 \geq 25$	$60 \geq 20.4$	$0.25 < 0.92 < 4$	Vérifiée
E- sol 2	65×60	$60 \geq 25$	$60 \geq 15.3$	$0.25 < 0.92 < 4$	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	$55 \geq 25$	$55 \geq 15.3$	$0.25 < 0.91 < 4$	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	55×50	$50 \geq 25$	$50 \geq 15.3$	$0.25 < 0.90 < 4$	Vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	50×45	$45 \geq 25$	$45 \geq 15.3$	$0.25 < 0.90 < 4$	Vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	45×40	$40 \geq 25$	$40 \geq 15.3$	$0.25 < 0.88 < 4$	Vérifiée

CONCLUSION

D'après le prédimensionnement des éléments structuraux et la satisfaction des vérifications nécessaires, nous adoptons les sections suivantes:

- Poutres principales (30,45) cm².
- Poutres secondaires (30,40) cm².
- poteaux (Entre sol 1 ,2) (65, 60) cm².
- poteaux (RDC, 1^{er} étage)..... (60, 55) cm².
- poteaux (2^{eme}, 3^{eme} étage) (55, 50) cm².
- poteaux (4^{eme}, 5^{eme} étage) (50, 45) cm².
- poteaux (6^{eme}, 7^{eme} étage) (45, 40) cm².



CHAPITRE III

INTRODUCTION

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fera en respectant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis, détermination de la section des aciers nécessaires pour reprendre les charges en question tout on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 / 2003...).

III.1.PLANCHER

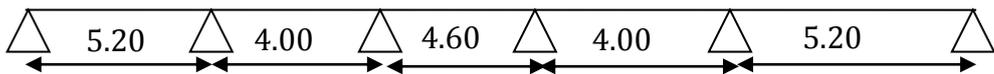
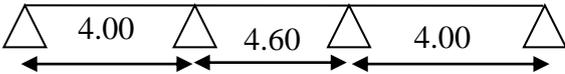
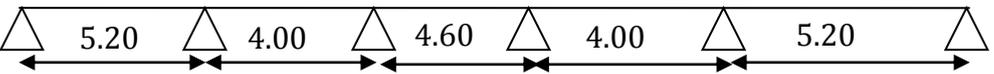
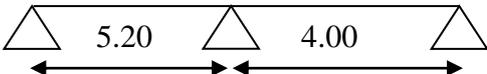
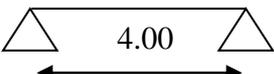
III.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent a la flexion simple, elles sont des sections en Té en béton arme servant à transmettre les charges reparties ou concentrées aux poutres principales.

III.1.2 Les différents types de poutrelles

Dans notre structure on a plusieurs types de poutrelles dans les différents planchers, on distingue :

Tableau III-1 Les types de poutrelles.

	Types	Schéma statique
Terrasse	1	
	2	
Etage courant	1	
	2	
	3	
	4	

Etage service	1	
	2	
Etages commerce	1	
	2	

a) Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire: BAEL91 (Art. B 6.2.2.1.1)**

Pour déterminer les moments en appuis et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée : $(Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2))$
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

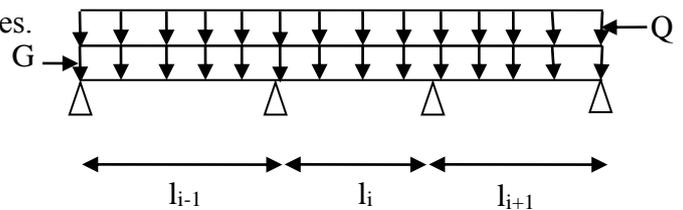


Figure III-1 Schéma d'une Poutre continue.

1) Vérification des conditions de BAEL

• **1^{ère} condition**

- ✓ Plancher terrasse inaccessible $G = 6.02\text{KN/m}^2$
 $Q = 1.00\text{KN/m}^2 \rightarrow 1.00 \leq \min (2 \times 6.02 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ Plancher étages courant $G = 5.36\text{KN/m}^2$
 $Q = 1.5\text{KN/m}^2 \rightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.36 ; 5)\text{KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ Plancher usages service $G = 5.36\text{KN/m}^2$
 $Q = 2.5\text{KN/m}^2 \rightarrow 2.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.36 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ Plancher usages commercial $G = 5.36\text{KN/m}^2$

$$Q = 5\text{KN/m}^2 \rightarrow 5\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.36 ; 5)\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **2^{ème} Condition** $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ non Vérfiée.

Pour tous les types de poutrelles sauf 2 type d'étage courant et la terrasse inaccessible.

- **3^{ème} Condition**

Les moments d'inertie sont les même dans toutes les travées..... Vérfiée.

- **4^{ème} Condition**

La fissuration est peu nuisible.

2) Les moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et

permanentes.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage), seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

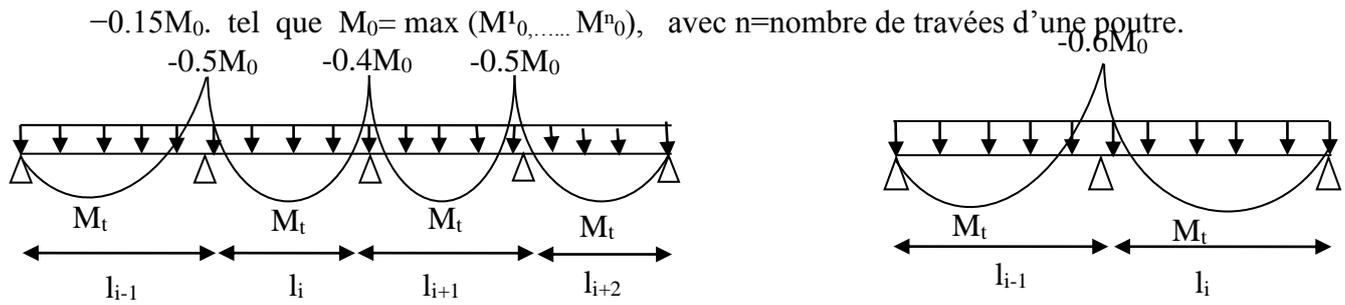


Figure III-2 Moments sur une poutre à plus de deux travées **Figure III-3** Moments sur une poutre à deux travées

3) Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_d - M_g) / l_i$

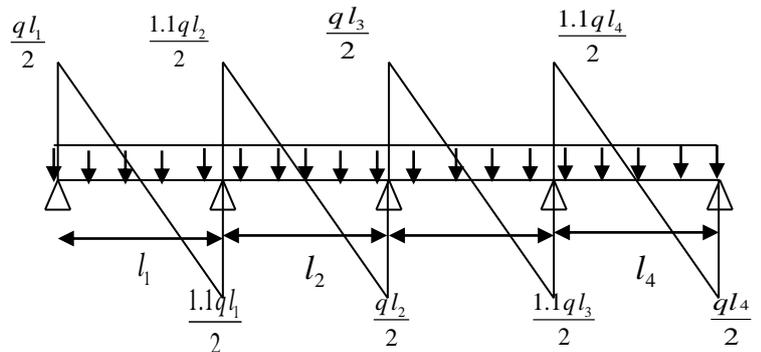
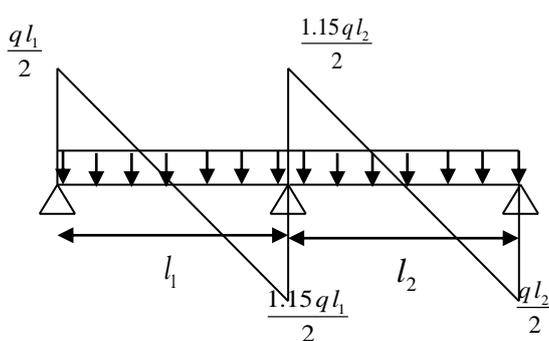


Figure III-4 Effort tranchant sur une poutre à 2travées. **Figure III-5** Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

➤ **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**

- **Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

▪ Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

1) Evaluation des moments :

-Moment sur appuis (M_i) :

$$M_i = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,81 & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

- Moment en travée (M_t)

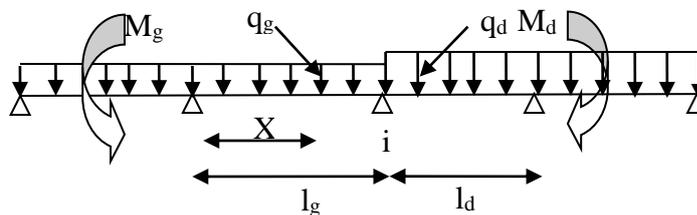


Figure III-6 Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot.

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql} = \frac{l}{2} - \frac{M_g}{ql} + \frac{M_d}{ql}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

2) Evaluation des efforts tranchants (en travée)

$$VA = \frac{dM}{dX} = \frac{qL}{2} + \frac{Md - Mg}{L}$$

$$VB = \frac{dM}{dX} = -\frac{qL}{2} + \frac{Md - Mg}{L}$$

a) Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles DTR BC 2.2

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

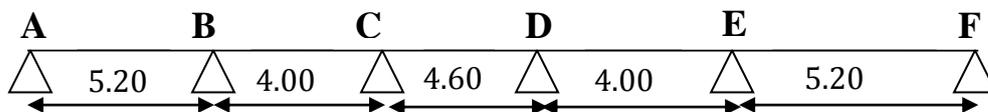
$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

Tableau III-2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Plancher inaccessible	6.02	1	9.62	6.25	7.02	4.56
Etages courants	5.36	1.5	9.48	6.16	6.86	4.45
Etages bureau	5.36	2.5	10.98	7.13	7.86	5.10
Etages commercial	5.36	5	14.73	9.57	10.36	6.73

b) Exemple illustratif : type numéro 1

▪ Plancher d'étage commercial



Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.36 = 3.57 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 8.00 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G' + Q) \times 0.65 = 5.57 \text{ KN/m}$$

• Moment aux appuis :

➤ A l'ELU

$$M = (l_d^3 + l_g^3) \frac{P_u}{8.5 (l_d + l_g)}$$

- Calcul des longueurs fictives : $l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,81 & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$

$$L'_{AB} = L_{AB} = 5.20m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4 = 3.2m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 4.60 = 3.68m$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0.8 \times 4 = 3.2m$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 5.20m$$

- **Calcul des moments**

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = \frac{8.00 \times (5.2^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (5.2 + 3.2)} \Rightarrow M_B = -19.42 \text{Kn.m}$$

- **A l'ELU**

$$M_C = \frac{8.00 \times (3.2^3 + 3.68^3)}{8.5 \times (3.2 + 3.68)} \Rightarrow M_C = -11.30 \text{Kn.m}$$

$$M_D = \frac{8.00 \times (3.68^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.68 + 3.2)} \Rightarrow M_D = -11.30 \text{Kn.m}$$

$$M_E = \frac{8.00 \times (3.2^3 + 5.2^3)}{8.5 \times (3.2 + 5.2)} \Rightarrow M_E = -19.42 \text{Kn.m}$$

- **A l'ELS**

$$M_A = M_f = 0.$$

$$M_B = \frac{5.57 \times (5.2^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (5.2 + 3.2)} \Rightarrow M_B = -13.52 \text{KN.m}$$

$$M_C = \frac{5.57 \times (3.2^3 + 3.68^3)}{8.5 \times (3.2 + 3.68)} \Rightarrow M_C = -7.86 \text{KN.m}$$

$$M_D = \frac{5.57 \times (3.68^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.68 + 3.2)} \Rightarrow M_D = -7.86 \text{KN.m}$$

$$M_E = \frac{5.57 \times (3.2^3 + 5.2^3)}{8.5 \times (3.2 + 5.2)} \Rightarrow M_E = -13.52 \text{KN.m}$$

Remarque :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

$$\text{A l'ELU } M_A = M_F = -0.15 \frac{8.00}{8} l_{AB}^2 = -4.05 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS } M_A = M_F = -0.15 \frac{5.57}{8} l_{AB}^2 = -2.82 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

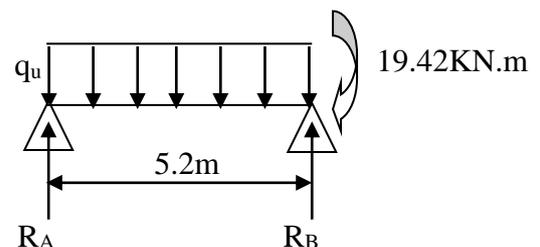
Travée AB

A ELU

$$x = \frac{5.2}{2} - \frac{19.42}{5.2 \times 9.57} = 2.21m$$

$$M = \frac{9.57 \times 2.21 \times (5.2 - 2.21)}{2} - 19.42 \times \frac{2.21}{5.2}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 23.36 \text{KNm}$$



A ELS

$$x = \frac{5.2}{2} + \frac{(-13.52)}{5.2 \times 6.73} = 2.21m$$

$$M(2.21) = \frac{6.73 \times 2.21 \times (5.2 - 2.21)}{2} + (-13.52) \times \frac{2.21}{5.2}$$

$$M_{tAB}^{max} = 16.48KNm$$

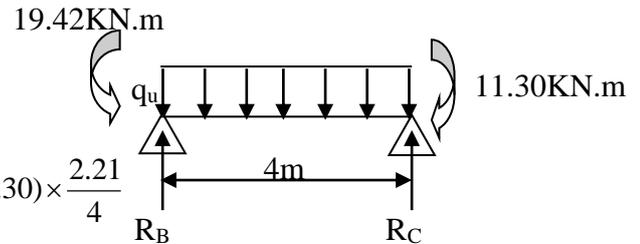
Travée BC

A ELU

$$1x = \frac{4}{2} + \frac{(-11.30) - (-19.42)}{9.57 \times 4} = 2.21m$$

$$M(x) = \frac{9.57 \times 2.21 \times (4 - 2.21)}{2} + (-19.42) \times (1 - \frac{2.21}{4}) + (-11.30) \times \frac{2.21}{4}$$

$$M_{BC}^{Max} = 3.99KNm$$

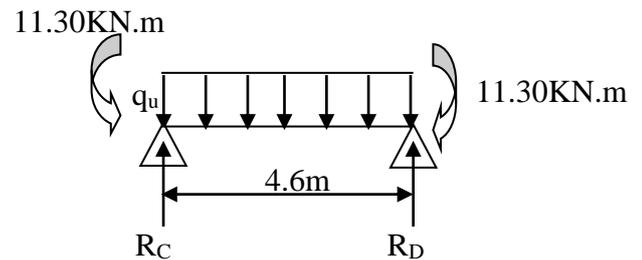


A l'ELS

$$x = \frac{4}{2} + \frac{(-7.86) - (-13.52)}{6.73 \times 4} = 2.21m$$

$$M(x) = \frac{6.73 \times 2.21 \times (4 - 2.21)}{2} + (-13.52) \times (1 - \frac{2.21}{4}) + (-7.86) \times \frac{2.21}{4}$$

$$M_{BC}^{Max} = 2.91KNm$$



Travée CD

A ELU

$$x = \frac{4.6}{2} + \frac{(-11.30) - (-11.30)}{9.57 \times 4.6} = 2.3m$$

$$M(x) = \frac{9.57 \times 2.3 \times (4.6 - 2.3)}{2} + (-11.30) \times (1 - \frac{2.3}{4.6}) + (-11.30) \times \frac{2.3}{4.6}$$

$$M_{CD}^{Max} = 14.01KNm$$

A l'ELS

$$x = 2.3m$$

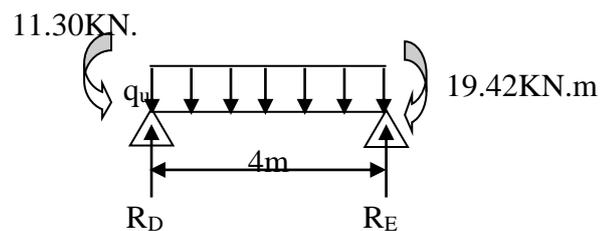
$$M(x) = \frac{6.73 \times 2.3 \times (4.6 - 2.3)}{2} + (-7.86) \times (1 - \frac{2.3}{4.6}) + (-7.86) \times \frac{2.3}{4.6}$$

$$M_{CD}^{Max} = 9.94KNm$$

Travée DE

A ELU

$$x = \frac{4}{2} + \frac{(-19.42) - (-11.30)}{9.57 \times 4} = 1.78m$$



$$M(x) = \frac{9.57 \times 1.78 \times (4 - 1.78)}{2} + (-11.30) \times \left(1 - \frac{1.78}{4}\right) + (-19.42) \times \frac{1.78}{4}$$

$$M_{DE}^{Max} = 3.99 \text{KNm}$$

A l'ELS

$$x = 1.78 \text{m}$$

$$M(x) = \frac{6.73 \times 1.78 \times (4 - 1.78)}{2} + (-7.86) \times \left(1 - \frac{1.78}{4}\right) + (-13.52) \times \frac{1.78}{4}$$

$$M_{DE}^{Max} = 2.91 \text{KNm}$$

Travée EF**A ELU**

$$x = \frac{5.2}{2} + \frac{19.42}{5.2 \times 9.57} = 2.99 \text{m}$$

$$M = \frac{9.57 \times 2.99 \times (5.2 - 2.99)}{2} - 19.42 \times \left(1 - \frac{2.99}{5.2}\right)$$

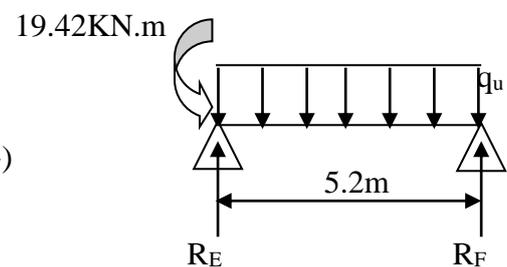
$$M_{iEF}^{max} = 23.36 \text{KNm}$$

A l'ELS

$$x = 2.99 \text{m}$$

$$M = \frac{6.73 \times 2.99 \times (5.2 - 2.99)}{2} - 13.52 \times \left(1 - \frac{2.99}{5.2}\right)$$

$$M_{iEF}^{max} = 16.48 \text{KNm}$$



- Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

Travée AB

$$V_A = \frac{9.57 \times 5.2}{2} + \frac{(-19.42)}{5.2} = 21.14 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{9.57 \times 5.2}{2} + \frac{(-19.42)}{5.2} = -28.61 \text{KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{9.57 \times 4}{2} + \frac{(-11.30) - (-19.42)}{4} = 21.17 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{9.57 \times 4}{2} + \frac{(-11.30) - (-19.42)}{4} = -17.11 \text{KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{9.57 \times 4.6}{2} + \frac{(-11.30) - (-11.30)}{4.6} = 22.01 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{9.57 \times 4.6}{2} + \frac{(-11.30) - (-11.30)}{4.6} = -22.01 \text{KN}$$

Travée DE

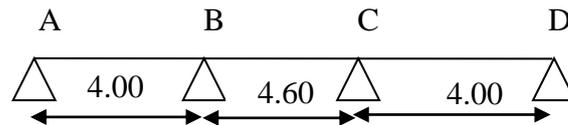
$$V_D = \frac{9.57 \times 4}{2} + \frac{(-19.42) - (-11.30)}{4} = 17.11 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{9.57 \times 4}{2} + \frac{(-19.42) - (-11.30)}{4} = -21.17 \text{KN}$$

Travée EF

$$V_E = \frac{9.57 \times 5.2}{2} + \frac{-(-19.42)}{5.2} = 28.61 \text{KN}$$

$$V_F = -\frac{9.57 \times 5.2}{2} + \frac{-(-19.42)}{5.2} = -21.14 \text{KN}$$

➤ **Plancher d'étage courant : type 2**

$$0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

Donc on applique la méthode forfaitaire

$$P_u = 6.16 \text{KN/ml}$$

$$P_s = 4.45 \text{KN/ml}$$

Calcul a l'ELU**a) Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{6.16}{8} 4^2 = 12.32 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6.16}{8} \times 4.6^2 = 16.29 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{6.16}{8} 4^2 = 12.32 \text{KN.m}$$

b) Moment aux appuis :

$$M_A = M_D = 0$$

• **Appuis intermédiaires:**

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 16.29 = -8.14 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 16.29 = -8.14 \text{KN.m}$$

c) Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.35} = 0.21 ; \alpha = 0.21 \Rightarrow \begin{cases} 1+0.3\alpha = 1.06 \\ 1.2+0.3\alpha = 1.26 \end{cases}$$

Travée A-B de rive :

$$M_t + \frac{0+8.14}{2} \geq (1.06 \times 12.32) \Rightarrow M_t \geq 9.98 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 12.32 \Rightarrow M_t \geq 7.76 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(9.98; 7.76) \Rightarrow M_t = 9.98 \text{KN.m}$$

Travée B-C intermédiaire :

$$M_t + \frac{8.14+8.14}{2} \geq (1.06 \times 16.29) \Rightarrow M_t \geq 9.12 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(9.12; 8.63) \Rightarrow M_t = 9.12 \text{KN.m}$$

Travée C-D de rive :

$$M_t + \frac{8.14+0}{2} \geq 1.06 \times 12.32 \Rightarrow M_t \geq 8.98 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 12.32 \Rightarrow M_t \geq 7.76 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(8.98; 7.76) \Rightarrow M_t = 8.98 \text{KN.m}$$

d) Les efforts tranchants

On utilise la méthode de la RDM :
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

Travée A-B :

$$V_A = \frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = \frac{6.16 \times 4}{2} + \frac{-8.14 - 0}{4} \Rightarrow V_A = 10.28 \text{KN.}$$

$$V_B = -\frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = -\frac{6.16 \times 4}{2} + \frac{-8.14 - 0}{4} \Rightarrow V_B = -14.35 \text{KN.}$$

Travée B-C :

$$V_B = \frac{Pu \times l_{BC}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{BC}} = \frac{6.16 \times 4.6}{2} + \frac{(-8.14) - (-8.14)}{4.6} \Rightarrow V_B = 14.16 \text{KN.}$$

$$V_C = -\frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = -\frac{6.16 \times 4.6}{2} + \frac{(-8.14) - (-8.14)}{4.6} \Rightarrow V_C = -14.16 \text{KN.}$$

Travée C-D :

$$V_C = \frac{Pu \times l_{CD}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{CD}} = \frac{6.16 \times 4}{2} + \frac{(0) - (-8.14)}{4} \Rightarrow V_C = 14.35 \text{KN.}$$

$$V_D = \frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = -\frac{6.16 \times 4}{2} + \frac{8.14 - 0}{4} \Rightarrow V_D = -10.28 \text{KN.}$$

➤ Calcul à L'ELS

a) Moment isostatique

$$\text{Travée A-B} : M_0^{AB} = \frac{4.45 \times 4^2}{8} = 8.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0^{BC} = \frac{4.45 \times 4.6^2}{8} = 11.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} : M_0^{CD} = \frac{4.45 \times 4^2}{8} = 8.90 \text{ KN.m}$$

b) Moments aux appuis

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 11.77 = -5.88 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 11.77 = -5.88 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travées

Travée A-B de rive :

$$M_t + \frac{0 + 5.88}{2} \geq 1.06 \times 8.90 \Rightarrow M_t \geq 6.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 8.90 \Rightarrow M_t \geq 5.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.49; 5.60) \Rightarrow M_t = 6.49 \text{ KN.m}$$

Travée B-C intermédiaire :

$$M_t + \frac{5.88 + 5.88}{2} \geq 1.06 \times 11.77 \Rightarrow M_t \geq 6.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.06}{2} \times 11.77 \Rightarrow M_t \geq 6.23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.59; 6.23) \Rightarrow M_t = 6.59 \text{ KN.m}$$

Travée C-D de rive:

$$M_t + \frac{5.88 + 0}{2} \geq 1.06 \times 8.90 \Rightarrow M_t \geq 6.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 8.90 \Rightarrow M_t \geq 5.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.49; 5.60) \Rightarrow M_t = 6.49 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage commercial.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-19.42	23.37	21.16	-28.64
	B – C	4.00	3.20	----	-19.42	-11.30	3.98	21.19	-17.12
	C – D	4.60	3.68	----	-11.30	-11.30	14.01	22.02	-22.02
	D – E	4.00	3.20	----	-11.30	-19.42	3.98	17.12	-21.19
	E – F	5.20	5.20	----	-19.42	0.00	23.37	21.64	-21.16
02	A – B	5.20	5.20	27.04	0	-20.96	22.74	20.87	-28.93
	B – C	4.00	4.00	16.00	-20.96	0	10.10	24.39	-13.91

Tableau III-4 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage commerce.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfai taire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-13.53	16.49
	B – C	4.00	3.20	----	-13.53	-7.87	2.91
	C – D	4.60	3.68	----	-7.87	-7.87	9.93
	D – E	4.00	3.20	----	-7.87	-13.53	2.91
	E – F	5.20	5.20	----	-13.53	0.00	16.49
02	A – B	5.20	5.20	18.82	0.00	-14.58	16.05
	B – C	4.00	4.00	11.14	-14.58	0.00	7.16

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher service, plancher courant et plancher terrasse sont représentés dans les tableaux ci-dessous

Tableau III-5 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour l'étage de service.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfai taire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-13.53	17.84	15.96	-21.16
	B – C	4.00	3.20	----	-13.53	-7.87	3.72	15.69	-12.86
	C – D	4.60	3.68	----	-7.87	-7.87	11.01	16.42	-16.42
	D – E	4.00	3.20	----	-7.87	-13.53	3.72	12.86	-15.69
	E – F	5.20	5.20	----	-13.53	0.00	17.84	21.16	-15.96
02	A – B	5.20	5.20	18.82	0.00	-14.58	17.39	15.76	-21.37
	B – C	4.00	4.00	11.14	-14.58	0.00	7.92	17.92	-10.63

Tableau III-6 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour l'étage de service.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfai taire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-9.58	12.80
	B – C	4.00	3.20	----	-9.58	-5.77	2.73
	C – D	4.60	3.68	----	-5.77	-5.77	7.93
	D – E	4.00	3.20	----	-5.77	-9.58	2.73
	E – F	5.20	5.20	----	-9.58	0.00	12.80
02	A – B	5.20	5.20	13.31	0.00	-10.33	12.49
	B – C	4.00	4.00	7.88	-10.33	0.00	5.70

Tableau III-7 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage courant.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-11.16	15.63	13.88	-18.17
	B – C	4.00	3.20	----	-11.16	-6.49	3.61	13.50	-11.16
	C – D	4.60	3.68	----	-6.49	-6.49	9.81	14.18	-14.18
	D – E	4.00	3.20	---	-6.49	-11.16	3.61	11.16	-13.50
	E – F	5.20	5.20	----	-11.16	0.00	15.63	18.17	-13.88
02	A – B	4	4	12.32	0	-8.14	8.98	10.28	-14.35
	B – C	4.6	4.6	16.29	-8.14	-8.14	9.12	14.16	-14.16
	C – D	4	4	12.32	-8.14	0.00	8.98	14.35	-10.28
03	A – B	5.20	5.20	15.51	0.00	-12.03	15.26	13.71	-18.34
	B – C	4.00	4.00	9.18	-12.03	0.00	7.05	15.34	-9.32
04	A – B	4.00	4.00	9.18	0.00	0.00	13.05	12.32	-12.32

Tableau III-8 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage courant.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-8.00	11.33
	B – C	4.00	3.20	----	-8.00	-4.65	12.66
	C – D	4.60	3.68	----	-4.65	-4.65	7.13
	D – E	4.00	3.20	---	-4.65	-8.00	12.66
	E – F	5.20	5.20	----	-8.00	0.00	11.33
02	A – B	4	4	8.90	0	-5.88	6.49
	B – C	4.6	4.6	11.77	-5.88	-5.88	6.59
	C – D	4	4	8.90	-5.88	0	6.49
03	A – B	5.20	5.20	11.12	0.00	-8.62	11.06
	B – C	4.00	4.00	6.58	-8.62	0.00	5.12
04	A – B	4.00	4.00	6.58	0	0	9.43

Tableau III-9 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage T-inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-10.92	16.04	14.17	-18.37
	B – C	4.00	3.20	----	-10.92	-6.35	3.98	13.65	-11.37
	C – D	4.60	3.68	----	-6.35	-6.35	10.20	14.39	-14.39
	D – E	4.00	3.20	----	-6.35	-10.92	3.98	11.37	-13.65
	E – F	5.20	5.20	----	-10.92	0.00	16.04	18.37	-14.17
02	A – B	4.00	4.00	12.50	0	-8.26	8.87	10.43	-14.56
	B – C	4.60	4.60	16.53	-8.26	-8.26	9.93	14.37	-14.37
	C – D	4.00	4.00	12.50	-8.26	0	8.87	14.56	-10.43

Tableau III-10 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage T-inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-7.91	11.72
	B – C	4.00	3.20	----	-7.91	-4.60	2.94
	C – D	4.60	3.68	----	-4.60	-4.60	7.64
	D – E	4.00	3.20	----	-4.60	-7.91	2.94
	E – F	5.20	5.20	----	-7.91	0.00	11.72
02	A – B	4.00	4.00	9.12	0	-6.03	6.46
	B – C	4.60	4.60	12.06	-6.03	-6.03	6.51
	C – D	4.00	4.00	9.12	-6.03	0	6.46

III.1.3 Les sollicitations maximales (plancher 20+4) utilisées dans le ferrailage :

Tableau III-11 Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Etage Commercial	$M_t^{\max}=23.37\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-20.96\text{KNm}$ $V_u^{\max}=28.93\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 27.04 = -4.05\text{KNm}$	$M_t^{\max}=16.49\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-14.58\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 18.82 = -2.82\text{KNm}$
Etage service	$M_t^{\max}=17.84\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-14.58\text{KNm}$ $V_u^{\max}=21.37\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 18.82 = -2.82\text{KNm}$	$M_t^{\max}=12.80\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-10.33\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 13.31 = -1.99\text{KNm}$
Etage Habitation	$M_t^{\max}=15.63\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-12.03\text{KNm}$ $V_u^{\max}=18.17\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 16.29 = -2.44\text{KNm}$	$M_t^{\max}=12.66\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-8.62\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 11.77 = -1.76\text{KNm}$
Terrasse inaccessible	$M_t^{\max}=16.04\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-10.92\text{KNm}$ $V_u^{\max}=18.37\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 16.53 = -2.47\text{KNm}$	$M_t^{\max}=11.72\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-7.91\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 12.06 = -1.80\text{KNm}$

III.1.3 Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

-Vérification des armatures longitudinale

-Exemple de calcul (étage habitation)

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d=0.9h=0.216$

Si : $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc

la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

- Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

• En travée

$$M_{Tu} = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{Tu} = 0.65(0.04)14.2 \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.072 \text{ MNm} = 72.36 \text{ KNm}$$

$M_{Tu} > M_u \rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.63 \times 10^{-3}}{0.65(0.216)^2 14.2} = 0.036$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ pivot A $\rightarrow A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.045$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.21 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{15.63 \times 10^{-3}}{0.216 (348)} = 2.07 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A = 1,8 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23(0.65)0.216 \frac{2.1}{400} 10^4 = 1.69 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Soit : $A = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2$

b. En appuis :

Au niveau de l'appui, la table est tendue, et un béton tendu n'intervient pas dans la résistance, cela nous amène à un calcul d'une section rectangulaire $b_0 \times h$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12.03 \times 10^{-3}}{0.14 (0.216^2) 14.2} = 0.129$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ pivot A $\rightarrow A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.17$$

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

$$A = \frac{M_a}{z f_{st}} = 1.60 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23(0.14)0.216 \frac{2.1}{400} 10^4 = 0.365 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A = 1.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.365 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 1HA 10 + 1HA12 = 1.92 \text{ cm}^2$

➤ Appuis de rive

$$M_a = -2.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.026 \rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.032$$

$$Z = 0.21$$

$$A = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.33 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.365 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Soit : $A = 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2$

- Vérification A l'ELU

Cisaillement

$$V_u = 18.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18.17 \times 10^{-3}}{0.14 \times 0.216} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = \tau_u < \min (3.33; 5) \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b. Vérification des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l.\min} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}; \frac{140}{10}; 8 \right) \rightarrow \phi_t \leq 6.8571 \text{ mm} \quad \text{BAEL91 (Art A.7.2.2)}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacement :

Selon le **CBA93** (Art A. 5. 1. 2. 2)

$$\bullet S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(19.44 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm.}$$

$$\bullet S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.14} = 40.7 \text{ cm.}$$

$$\bullet S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.14 (1.34 - 0.3 \times 2.1)} = 18.35 \text{ cm.}$$

Parmi les espacements calculés ci-dessus on prend le plus petit :

D'où : $S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u**

1. Au niveau de l'appui intermédiaire

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq (18.17 \times 10^3 - \frac{15.63 \times 10^6}{0.9 \times 216}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_l \geq -178.91 \text{mm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

$$A_l = 3.05 + 1.92 = 4.97 \text{cm}^2 \geq -0.178 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{18.17 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 0.52 \text{cm}^2$$

$$A_l = 3.05 + 0.50 = 3.55 \text{cm}^2 \geq 0.52 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de la jonction table - nervure

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 db h_0} = \frac{18.17 \cdot 10^{-3} (0.255)}{0.9(0.216)0.65 (0.04)} = 0.91 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.255 \text{m}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérifications à L'ELS

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

1. État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression

du béton.
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

a) Position de l'axe neutre (AN)

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots\dots\dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

• Si $H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow vérification d'une section ($b \times h$)

• Si $H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow vérification d'une section en T Application numérique : $A=3.05\text{cm}^2$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15(3.05)10^{-4} (0.216 - 0.04) = -2.85 \cdot 10^{-4} < 0$$

\Rightarrow Vérification d'une section en T.

• **En travée :** $M_t^{\max}=12.66\text{KNm}$

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

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$14 \times y^2 + [2 \times (65 - 14) \times 4 + 30 \times 3.05] \times y - [(65 - 14) \times 4^2 + 30 \times 21.6 \times 3.05] = 0$$

$$y^2 + 35.67y - 199.45 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{La résolution de cette équation donne : } y = 4.91\text{cm}$$

- **Le moment d'inertie**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{14 \times 4.91^3}{3} + (65 - 14) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 14) \times 4 \times \left(4.91 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.05 \times (21.6 - 4.91)^2$$

$$I = 15295.83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12.66 \times 10^{-3}}{15295.83 \times 10^{-8}} \times 0.0491 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.06\text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < (\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}) \dots \dots \dots$ vérifié. **(BAEL E.III.2)**

• **En appuis intermédiaire :** $M_{ser}^{\max} = -8.62\text{KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\left(\frac{b_0}{2} \times y^2\right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{14}{2} y^2 + (15 \times 1.92 \times y) - (15 \times 1.92 \times 21.6) = 0$$

$$y^2 + 4.11y - 88.86 = 0 \dots \dots \dots (2) \text{Solution d'équation : } y = 7.59$$

$$I = \left(\frac{b_0}{3} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{14}{3} \times (7.59)^3 + (15 \times 1.92) \times (21.6 - 7.59)^2 \Rightarrow I = 7693.34 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.62 \times 10^{-3}}{7693.34 \times 10^{-8}} \times 0.0759 = 8.50\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < (\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e} \quad (\text{BAEL E.III.2})$$

2. Etat limite de d\u00e9formation

Le calcul des d\u00e9formations est effectu\u00e9 pour \u00e9valuer les fl\u00e8ches dans l'intention de fixer les contre fl\u00e8ches \u00e0 la construction ou de limiter les d\u00e9formations de service.

a) V\u00e9rification de la fl\u00e8che

D'apr\u00e8s le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la v\u00e9rification de la fl\u00e8che devient n\u00e9cessaire.

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

$$\text{On a : } \left(\frac{h_t}{l} = \frac{0.24}{5.20} = 0.046 \right) < \left(\frac{1}{16} = 0.06 \right)$$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre.

l : longueur de trav\u00e9e.

\u2192 Puisque cette condition n'est pas v\u00e9rifi\u00e9e, donc on proc\u00e8de \u00e0 la v\u00e9rification de la fl\u00e8che qui est d\u00e9finie par :

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

La fl\u00e8che admissible pour une poutre inf\u00e9rieur \u00e0 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Fl\u00e8ches dues aux charges permanentes totales diff\u00e9r\u00e9es et instantan\u00e9es respectivement.

f_{ji} : Fl\u00e8che due aux charges permanentes appliqu\u00e9es au moment de la mise en \u00e9uvre des cloisons.

f_{pi} : Fl\u00e8che due \u00e0 l'ensemble des charges appliqu\u00e9es (G + Q).

1. Evaluation des moments en trav\u00e9e

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient \u00e0 la poutrelle sans la charge de rev\u00eatement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient \u00e0 la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

✚ **Calcul de I_0 :**

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{14 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 14) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.05 \times 21.6 + 0)}{14 \times 24 + (65 - 14)4 + 15(3.05 + 0)}$$

$$y_G = 9.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} (9.26)^3 + 14 \frac{(24 - 9.26)^3}{3} - (65 - 14) \frac{(9.26 - 4)^3}{3} + 15 [3.05 (21.6 - 9.26)^2 + 0]$$

$$I_0 = 36641.51 \text{ cm}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier+ béton) (cm}^4\text{))}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{14 \times 21.6} = 0.010$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.010 \times (2 + 3 \times \frac{14}{65})} = 3.96 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.58 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.} \end{array} \right.$$

$$q_g = 5.36 \times 0.65 = 3.48 \text{ KN/m.}$$

$$q_j = 3.10 \times 0.65 = 2.01 \text{ KN/m.}$$

$$q_p = (5.36 + 1.5) \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/m.}$$

Remarque

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} , M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différent chargement.

✚ **Calcul des contraintes :** $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$

$$M_{gser} = 8.82 \text{ KN} \cdot \text{m} ; M_{jser} = 5.09 \text{ KN} \cdot \text{m} ; M_{pser} = 11.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 15 \times \frac{8.82 \times (0.216 - 0.049)}{15295.83} \times 10^5 = 144.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 15 \times \frac{5.09 \times (0.216 - 0.049)}{15295.83} \times 10^5 = 83.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 15 \times \frac{11.28 \times (0.216 - 0.049)}{15295.83} \times 10^5 = 184.73 \text{ MPa}$$

✚ **Calcul de μ :**
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 144.44 + 2.1} = 0.5$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 83.35 + 2.1} = 0.323$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 184.73 + 2.1} = 0,61$$

✚ **Calcul des inerties :**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 36641.51}{1 + 3.96 \times 0.32} = 17777.72 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 36641.51}{1 + 3.96 \times 0.53} = 13006.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 36641.51}{1 + 3.96 \times 0.61} = 11800.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 36641.51}{1 + 1.58 \times 0.53} = 21936.24 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{5.09 \times 5,2^2}{10 \times 32164.2 \times 17777.72} \times 10^7 = 0.24 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{8.82 \times 5,2^2}{10 \times 32164.2 \times 13006.86} \times 10^7 = 0.57 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{8.82 \times 5,2^2}{10 \times 10721.4 \times 21936.24} \times 10^7 = 1.01 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{11.28 \times 5,2^2}{10 \times 32164.2 \times 11800.46} \times 10^7 = 0.80 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1.01 + 0.80 - 0.57 - 0.24 = 1.00 \text{ cm}$$

$$\Delta f_i < f_{adm} = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Le résumé des ferrillages de toutes les poutrelles :

Tableau III-12 Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

Etage		M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Etage commerce	travée	23.37	0.054	0.069	0.20	3.35	1.69	3HA14=4.62
	A-inter	20.96	0.225	0.324	0.18	3.22	0.36	1HA16+1HA14=3.55
	A-rive	4.05	0.043	0.055	0.21	0.55	0.36	1HA10=0.79

Etage service	travée	17.48	0.040	0.051	0.21	2.39	1.69	2HA12+1HA10=3.05
	A-inter	14.58	0.157	0.214	0.19	2.20	0.36	2HA12=2.26
	A-rive	2.82	0.030	0.038	0.21	0.38	0.36	1HA8=0.50
Etage Habitation	travée	15.63	0.036	0.045	0.21	2.07	1.69	2HA12+1HA10=3.05
	A-inter	12.03	0.129	0.17	0.20	1.60	0.36	1HA10+1HA12=1.92
	A-rive	2.44	0.026	0.032	0.21	0.33	0.36	1HA8=0.50
Terrasse inaccessible	travée	16.04	0.037	0.047	0.21	2.19	1.69	2HA12+1HA10=3.05
	A-inter	10.92	0.117	0.157	0.20	1.56	0.36	1HA10+1HA12=1.92
	A-rive	2.74	0.029	0.037	0.21	0.37	0.36	1HA8=0.50

- Vérifications des contraintes à ELS

a) Etat limite de compression de béton

Tableau III-13 Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Observation
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M_a (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
Etage commerce	16.49	4.86	21896.10	3.61	14.58	9.56	11796.57	11.81	Vérifiée
Etage service	12.80	4.91	15295.83	4.10	10.33	8.08	8658.32	9.64	Vérifiée
Etage habitation	12.66	4.91	15295.83	4.06	8.62	7.59	7693.34	8.50	Vérifiée
T-Inaccessible	11.72	4.91	15295.83	3.76	7.91	7.59	7693.34	7.80	Vérifiée

Les résultats obtenus pour la vérification de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-14 Vérification de la flèche des poutrelles.

Planchers	Etage commercial	Etage service	Etage habitation	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	2.01	2.01	2.01	2.18
q_{gser} (KN/m)	3.48	3.48	3.48	3.91
q_{pser} (KN/m)	6.73	5.10	4.45	4.56
M_{jser} (KN.m)	5.09	5.09	5.09	5.52
M_{gser} (KN.m)	8.82	8.82	8.82	9.91
M_{pser} (KN.m)	17.06	12.92	11.28	11.55

I_0 (Cm ⁴)	40085.01	36641.51	36641.51	36641.51
ρ	0.011	0.010	0.010	0.010
λ_i	3.60	3.96	3.96	3.96
λ_v	1.44	1.58	1.58	1.58
σ_{sj} (Mpa)	58.58	83.35	83.35	90.40
σ_{sg} (Mpa)	101.50	144.44	144.44	162.29
σ_{sp} (Mpa)	196.34	211.59	184.73	189.15
μ_j	0.21	0.32	0.32	0.35
μ_g	0.44	0.53	0.53	0.57
μ_p	0.65	0.65	0.61	0.61
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	25110.19	17777.72	17777.72	16892.56
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	17064.05	13006.86	13006.86	12374.32
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	13201.65	11277.46	11800.46	11800.46
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	26991.62	21936.24	21936.24	21206.80
f_{ji} (Cm)	0.25	0.24	0.24	0.30
f_{gi} (Cm)	0.65	0.57	0.57	0.67
f_{gv} (Cm)	0.82	0.83	0.80	0.82
f_{pi} (Cm)	1.08	1.01	1.01	1.17
Δf (Cm)	1.00	1.03	1.00	1.02
f_{adm} (Cm)	1.04	1.04	1.04	1.04

On voit clairement que la flèche est vérifiée pour les différents étages.

Schémas de ferrailage des poutrelles

Les schémas de ferrillages des différents types de poutrelles dans les différents étages sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-15 Schéma de ferrailage des poutrelles.

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
plancher Terrasse	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA12 + 1HA10 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>
Etage courant	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA12 + 1HA10 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>
Etage service	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>2HA12 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>
Etage commerce	<p>1HA10 epingle $\phi 6$ 3HA14</p>	<p>1HA16 + 1HA14 epingle $\phi 6$ 3HA14</p>	<p>1HA10 epingle $\phi 6$ 3HA14</p>

III.1.4 Calcul de la dalle de compression

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires à la nervure : **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3)

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.10\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2$

Espacement : $S_t = 25\text{cm}$

- Armatures parallèles à la nervure : $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 1.00\text{cm}^2 / \text{ml}$

On adopte : $A_{//} = 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2$

Espacement : $S_t = 25\text{cm}$

- Schéma de ferrailage de la dalle de compression

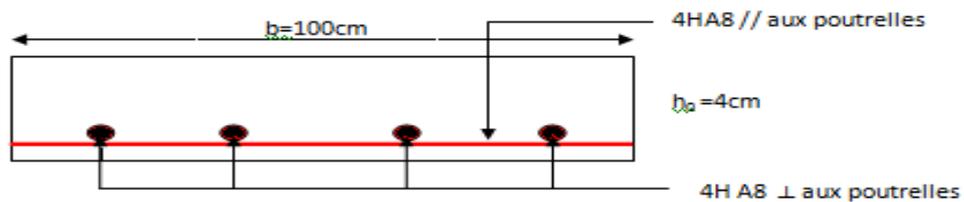


Figure III-7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2 ETUDE DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

III.2.1 Hypothèse de calcul

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml ;
- la fissuration est considéré préjudiciable ;
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.2.2 Evaluation des charges et surcharges

Après le pré dimensionnement on à :

La surface : $S = 685 \text{ m}^2 = 0.685 \text{ m}^2$

Poids propre : $G_t = 2.132 \text{ KN/ml}$

La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

Tel que :

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

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.133 \Rightarrow F_p = 1.024 \text{ KN}.$$

✓ Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$: $x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$ et $y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$x_G = 0.0620 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03/3)}{0,0685}$$

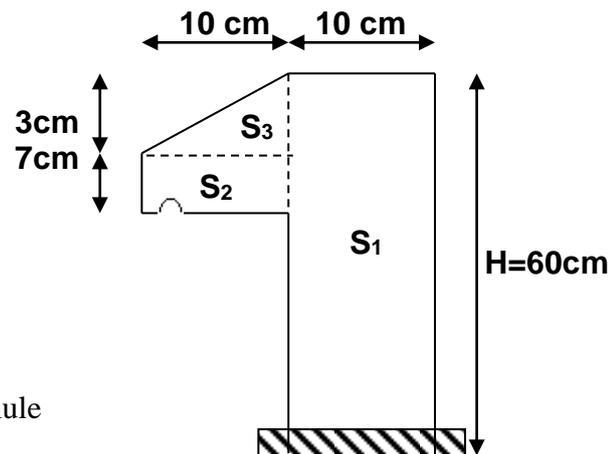


Figure III-8 Acrotère

$$y_G = 0.330m$$

✓ **Moment engendré par les sollicitations :**

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,024 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{Fp} = 0,340 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travail en flexion composée.

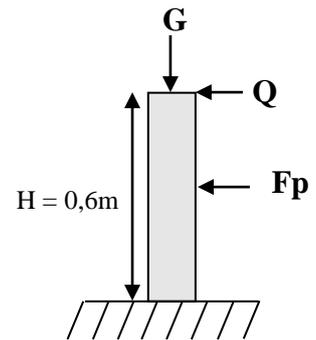


Figure III-9 Les Sollicitations sur l'acrotère.

a) Combinaisons d'actions

Tableau III-16 Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2,133	2,879	2,133
M (KN.m)	0.94	0,9	0,6

b) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313m \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 Telle que :

- e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du 1^{er} ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 2 \times h = 1.2m$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.342m \end{cases}$$

c) Ferrailage de la section



$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2.879KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.879 \times 0.342 \Rightarrow M_u = 0.984KN.m;$$

Figure III-10 Schéma de la section à ferrailer.

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.986 + 2.879 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.072KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01179) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307cm^2$$

- Vérification à l'E.L.U

✓ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Vérifié (pas de risque de cisaillement)

- Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.024 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\tau_{se} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.133 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m};$$

$\eta = 1.6$ pour les HR

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_a$$

Tel que e_a : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.28 = -0.231 \text{ m} = -23.1 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

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

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b;$$

$$P = -3 \times (-0.231)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (0.231)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.231)^2}{1} \Rightarrow q = -0.025 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.025)^2 + \frac{4 \times (-0.158)^3}{27} = 4.06 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (6.376 \cdot 10^{-3} + 0.025) = 0.0156$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (0.0156)^{\frac{1}{3}} = 0.25 \text{ m}$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.25 - \frac{-0.158}{3 \times (0.25)} = 0.46 \text{ m}$$

$y_{ser} = 0.46 - 0.231 = 0.229 \text{ m}$ (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

$\Rightarrow y_{ser} = 0.229 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.229^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.229) = 2.66 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.133 \times 10^{-3}}{2.66 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.229) = -0.179 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

- Schéma de ferrailage

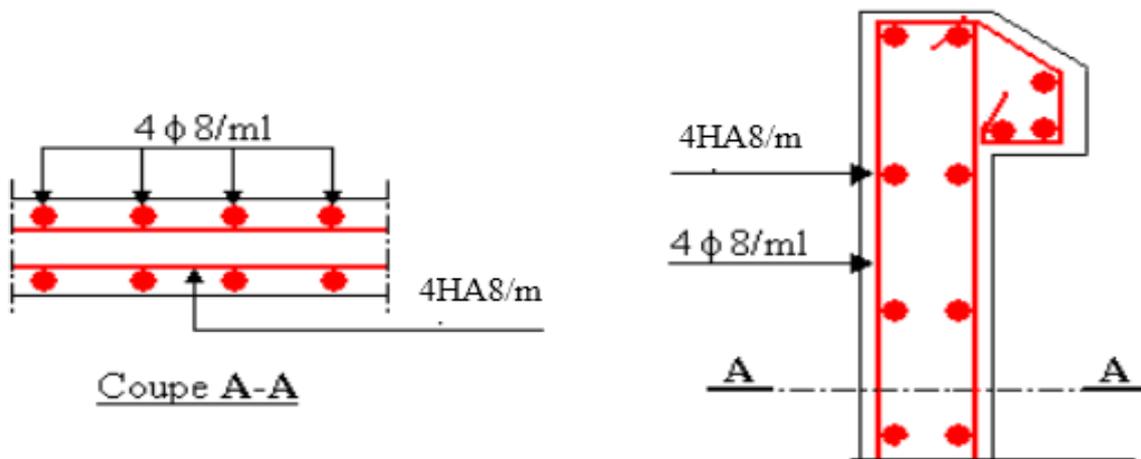


Figure III-11 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 DALLES PLEINES

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

III.3.1 Dalle sur deux appuis (type 1)

$$\rho = \frac{1.25}{3.05} = 0.40 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

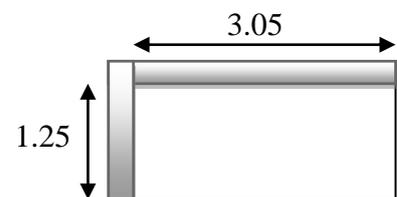


Figure III-12 Dalle sur deux appuis.

1) Calcul des sollicitations à l'ELU

On a: $G=4.90 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$;

$q_u=11.865 \text{ KN/m}^2$; $q_s=8.40 \text{ KN/m}^2$

$$\rho=0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1101 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1101 \times 11.865 \times (1.25)^2 \Rightarrow M_0^x = 2.041 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4181 \times 1.867 \Rightarrow M_0^y = 0.510 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.734 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.433 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{- En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -1.020 \text{KNm}$$

2) Espacement des armatures

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

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

3) Ferrailages

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :
 $b = 100\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$

➤ Diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.2\text{cm} = 12\text{mm}.$$

On opte $\Phi = 10\text{mm}$.

$$d_x = h - \frac{\Phi}{2} - e = 12 - \frac{1}{2} - 2 = 9.5\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \Phi = 9.5 - 1 = 8.5\text{cm}$$

avec :

$$h = 12\text{cm} (\text{épaisseur}).$$

$$e = 2\text{cm} (\text{enrobage}).$$

Tableau III-17 Ferrailage de dalle sur 2 appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	1.734	0.0135	0.017	0.09	0.052	1.248	4HA8=2.01
	y-y	0.433	0.004	0.005	0.084	0.014	0.96	4HA8=2.01
appui	y-y x-x	-1.020	0.007	0.009	0.094	0.030	1.248	4HA8=2.01

- Vérifications à l'E.L.U**a. la condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.4}{2} \times 100 \times 12 = 1.248 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

b. l'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 6.179 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{6.179 \times 10^{-3}}{1 \times 0.095} \Rightarrow \tau_u = 0.065 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

-Vérifications l'E.L.S**a. Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0121 \\ \mu_y = 0.2854 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{iser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0121 \times 8.40 \times 1.25^2 \Rightarrow M_{iser}^x = 1.58 \text{ KNm} \\ M_{iser}^y = \mu_y \times M_{iser}^x = 0.2854 \times 1.58 \Rightarrow M_{iser}^y = 0.453 \text{ KNm} \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 9.5 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.11 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 1960.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{iser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y : $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8.5 \text{ cm}$.

$$y = 1.98 \text{ cm.} \quad I = 1521.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{iser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

-Etat limite de déformation

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{1.25} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 9.5} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.096 \geq 0.0425 \\ 2.08 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{3.05} \leq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 8.5} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.039 < 0.0425 \\ 2.36 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

- Schéma de ferrailages de la dalle sur 2appuis

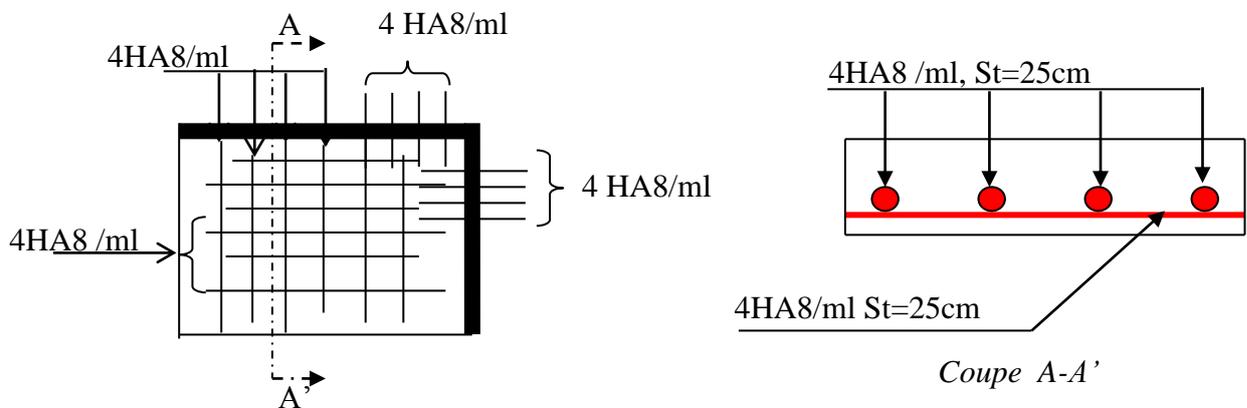


Figure III-13 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.

III.3.2 Dalle sur trois appuis (Type 2)

On utilise la théorie des lignes de rupture et on détermine les moments isostatiques.

- Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.43 > 0.4.$$

La dalle travaille dans les deux sens (x et y).

$$l_x = 2.00M < \frac{l_y}{2} = 2.3m$$

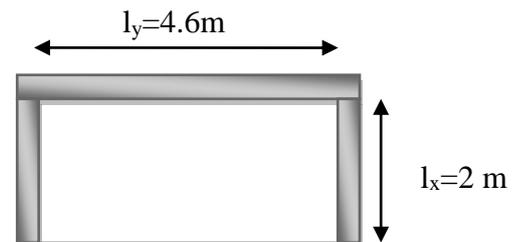


Figure III-14 Dalle sur trois appuis.

$$\text{On a : } G = 4.9 \text{KN/m}^2$$

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

➤ **L'ELU**

- Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.865 \text{KN/ml.}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = 45.87 \text{KN.m.} \\ M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 15.82 \text{KN.m.} \end{cases}$$

- Calcul des moments réels

• **En travée**

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 38.98 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 13.44 \text{KN.m.}$$

• **En appui**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -13.761 \text{KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 7.91 \text{KN.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 9.80 \text{KN.}$$

- Ferrailage

Pour une bande de 1 m à la flexion simple.

- **Sens x-x** : la section à ferrailer est : $l_y \times e$.
- **Sens y-y** : la section à ferrailer est : $l_x \times e$.

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{mm.}$$

Soit $\Phi = 12 \text{mm}$

$$d_x = e - c, \quad (c = 2 \text{cm enrobage}).$$

$$d_y = d_x - \phi, (\phi : \text{diamètre choisit pour } A_x).$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III-18 Résultats du Calcul de ferrailage.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	338.98	0.073	0.096	0.172	5.67	1.233	6HA12=6.79
	y-y	13.44	0.029	0.037	0.177	2.17	0.96	4HA10=3.14
appui	y-y	13.76	0.029	0.037	0.177	2.22	1.233	4HA10=3.14
	x-x							

- Vérification de l'espacement

Sens x-x : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 20 < 33\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

Sens y-y : $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow St = 25 < 45\text{cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0.439 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots$$
 Vérifiée.

➤ L'ELS

- Calcul des sollicitations

$$q_s = G + Q = 8.4 \text{KN/ml}.$$

- Calcul des moments isostatiques

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_s \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2 \times q_s \times l_x^3}{3} = 32.48 \text{KN.m.} \\ M_0^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 11.20 \text{KN.m.} \end{cases}$$

• En travée

$$M_{iser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 27.60 \text{KN.m}$$

$$M_{iser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 9.52 \text{KN.m}$$

• En appuis

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = -0.3M_x^0 = -8.28 \text{KN.m}.$$

▪ Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa.}$$

Les résultats de la vérification des contraintes sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-19 Vérification des contraintes.

		M _s (KN.m)	Y (cm)	I×10 ⁻⁴ (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
En travée	Sens x-x	27.60	8.41	21237.8	10.9	18.71
	Sens y-y	9.52	3.23	8842.57	3.45	23.41
En appui		8.28	3.23	8842.57	3.02	20.36

D'après les résultats du tableau : ($\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$).

- Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ Vérifiée. **(BAEL.91)**
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ Vérifiée.
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ Vérifiée.

Les trois (03) conditions sont satisfaites, d'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage

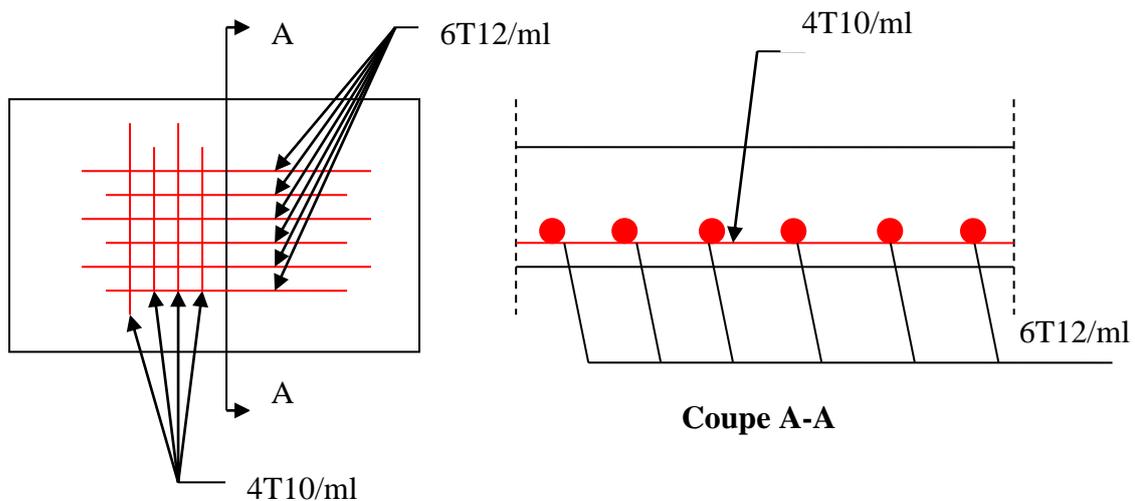


Figure III-15 Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.4 ETUDE DE L'ASCENSEUR

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour (8) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Les caractéristiques d'après la table dimensionnelle T30 (Annexe 4).

- Longueur : 180cm
- largeur : 160cm
- hauteur : 2.20 cm
- 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 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

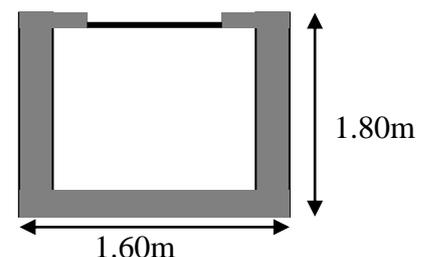


Figure III-16 Cage d'ascenseur.

Donc : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3KN$

III.4.1 Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN/m^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6 \text{KN} / \text{m}^2$	Poids du mortier de pose de 3cm.
$G_3 = 0.1 \text{KN} / \text{m}^2$	Poids de l'isolant thermique.
$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66 \text{KN} / \text{m}^2$	Poids de la forme de pente méta chape.
$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{KN} / \text{m}^2$	Poids du revêtement dallage colle.
$G' = 5.55 \text{KN} / \text{m}^2$.	Somme de G_1, G_2, \dots, G_5 .
$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{1.60 \times 1.80} = 50.44 \text{N} / \text{m}^2$.	Poids de la machine.
$G_{totale} = G' + G'' = 55.89 \text{KN} / \text{m}^2$.	
$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2$.	

III.4.2 Cas d'une charge répartie :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.6}{1.80} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

a) Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 76.96 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.37 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.97 \text{KNm}$$

- Calcul du moment réel :

❖ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.96 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.92 \text{KNm}$$

❖ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.81 \text{KNm}$$

$$\text{- On vérifie que: } \begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 11.712 \geq 11.712 & \text{CBA 93 (Article E.2)} \\ M_g = 0.3 \times M_0 = 2.811 \text{KN} \\ M_d = 0.5 \times M_0 = 4.685 \text{KN} \\ M_t = 0.85 \times M_0 = 7.964 \text{KN} \end{cases} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 10\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1}{2} + 1.5\right) = 13 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1}{2} + 1 + 1.5\right) = 12 \text{ cm.}$$

Tableau III-20 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)
Travée	x-x	7.96	0.033	0.042	0.127	1.789
	y-y	5.92	0.028	0.036	0.118	1.438
appui	y-y	-2.81	0.011	0.014	0.129	0.624
	x-x					

- Vérification à l'ELU :

On calcule A_{min} : On a ; des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.88$

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = 3.33\text{MPa} \\ S_{tx} \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_{tx} \leq 33\text{cm} \\ S_{ty} \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_{ty} \leq 45\text{cm} \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa}$$

Tableau III-21 Vérification de la section d'acier.

Sens	A_{min} (cm ² /ml)	S_t (cm)	$A_t^y \geq A_t^x / 4$	A_{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.279	25	1.2 > 0.319	en travée et en appui: $A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$
y-y	1.2	25		en travée et en appui $A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq 1.16 \text{MPa}$$

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

$$\text{Sens x - x : } V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 41.04 \text{KN}$$

$$\text{Sens y - y : } V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 42.75 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{41.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.31 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa} \quad \text{Vérifié}$$

- **Vérification a l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 55.89 + 1 = 56.89 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.95 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.533 \text{KNm}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6,75 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5,55 \text{KNm}$$

On a une fissuration Peut nuisible \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

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

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0; A' = 0. \\ \text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \end{array} \right.$$

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.14 \text{cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}; y = 3.059 \text{cm}; I = 5608.7 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.68 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 3.14 \text{cm}^4; b = 100 \text{cm}; d = 17 \text{cm}; y = 2.923 \text{cm}; I = 4713.123 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.442 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

- Vérification de la flèche:

On doit vérifier les deux conditions suivantes

Selon x-x' :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}}\right) l_x \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 0.15 \geq 0.0375 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{cases}$$

Les deux conditions son vérifier Donc le calcul de la flèche est inutile.

III.4.3 Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$,

(Figure III-17) elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ 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.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

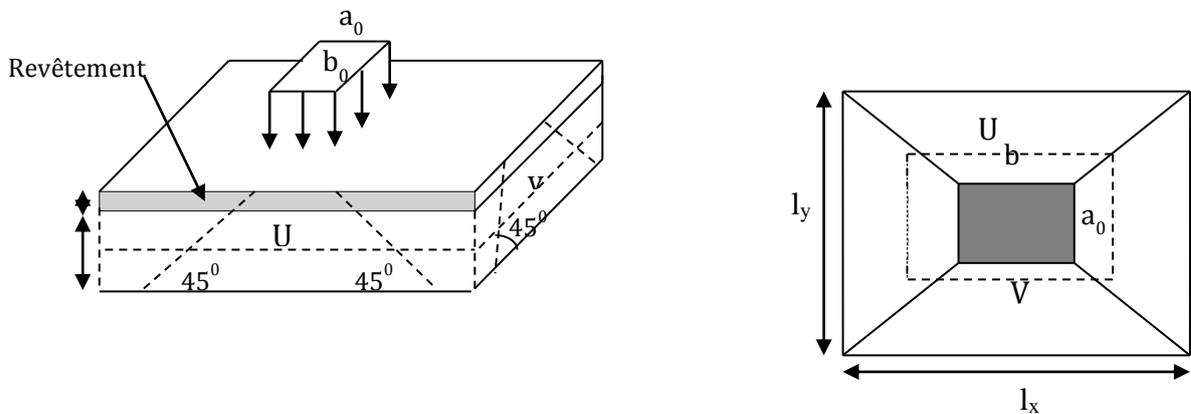


Figure III-17 Schéma représentant la surface d'impact.

On a une vitesse : $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases} \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1.$

Donc : $\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 178cm. \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 188cm. \end{cases}$

III.4.3.1 Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage

- Calcul à l'ELU

a) Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_{y1} = Q_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow Q_u = 97.605 \text{ KN}$$

- Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.88 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{178}{160} = 1.112 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{188}{180} = 1.044$$

En utilisant l'abaque de Piguaut (**ANNEXEIII**) on obtient :

$$M_1 = 0.090 ; \quad M_2 = 0.058$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.090 = 8.78 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.058 = 5.661 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.78 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 5.661 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle à l'ELU

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 1 = 8.99 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.095 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.815 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

$$\text{Les moments agissant sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.875 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.476 \text{ KNm} \end{cases}$$

c) Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 12 \text{ cm}$

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times 9.685 = 8.23 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 6.476 = 5.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^y = M_a^x = -0.3 \times 9.68 = -2.90 \text{ KNm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III-22 résultats des calculs des armatures.

Sens	M _t (KNm)	M _a (KNm)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.23	-2.90	1.85	0.64
Sens y-y'	5.50	-2.90	1.33	0.69

- **Vérification a l'ELU : On a un chargement concentré et FPN**

$$St \leq \begin{cases} \min(3e; 25cm) \rightarrow xx \\ \min(3e; 33cm) \rightarrow yy \end{cases} \Rightarrow St = 25cm$$

Tableau III-23 Vérification de la section d'acier.

Sens	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _t ^y	A _t ^x /3	A _{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.279	25	1.2 > 0.426		en travée et en appui: A _t ^x = 4T10 = 3.14cm ²
y-y	1.2	25			en travée et en appui: A _t ^y = 4T10 = 3.14cm ²

- **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91(Article H. III.10)}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (178 + 188)$$

$$U_c = 732cm.$$

$$Q_u = 97.60KN; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que 97.60KN ≤ 732KN

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$v > u \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 20.33KN$$

$$\text{au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 20.76KN$$

$$\tau_u = 0.12MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Diamètre maximum des barres $\varphi_{\max} < \frac{h}{10} = 15mm.$
 $\varphi_{\max} = 10mm < 15mm.$

- **Calcul à l'ELS**

-Les moments engendrés par le système de levage: $q_{ser} = g = 72.3KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 7.49KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 6.56KNm. \end{cases}$$

-Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 5.55 + 1 = 6.55KN$

$$\begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.91KNm \\ M_{y2} &= \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.75KNm \end{aligned}$$

-**Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.40KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.31KNm \end{cases}$

- **Les moments en travée et en appuis :**

$$\begin{aligned} \text{En travée : } & \begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 7.31 = 6.21KNm \\ M_t^x = 0.85 \times 8.40 = 7.14KNm \end{cases} \\ \text{En appuis : } & M_y^a = M_x^a = -0.3 \times 8.40 = -2.52KNm \end{aligned}$$

- **Vérification des contraintes :**

On a une fissuration peut préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

Le calcul de se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x=13cm$ et $d_y=12cm$

En travée

Sens x-x : $y=3.059cm$; $I= 5608.7cm^4$

$$\sigma_{bc} = 3.89 MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

Sens y-y: $y=2.923cm$ et $I=4713.123 cm^4$

$$\sigma_{bc} = 3.851MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

En appuis $\sigma_{bc} = 1,37MPa < \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- Vérification de la flèche :

$h=20\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, $d=18\text{cm}$. $A=3.14\text{cm}^2$.

Sens x-x : $l_x=160\text{cm}$, $M_{tx}=7.96\text{KN.m}$, $M_{0x}=9.37\text{KN.m}$.

Sens y-y : $l_y=180\text{cm}$, $M_{ty}=5.92\text{KN.m}$, $M_{0y}=6.97\text{KN.m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiées.} \\ \frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Les trois conditions ci-dessus sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile pour les deux sens(x ou y).

- Schémas de ferrailage

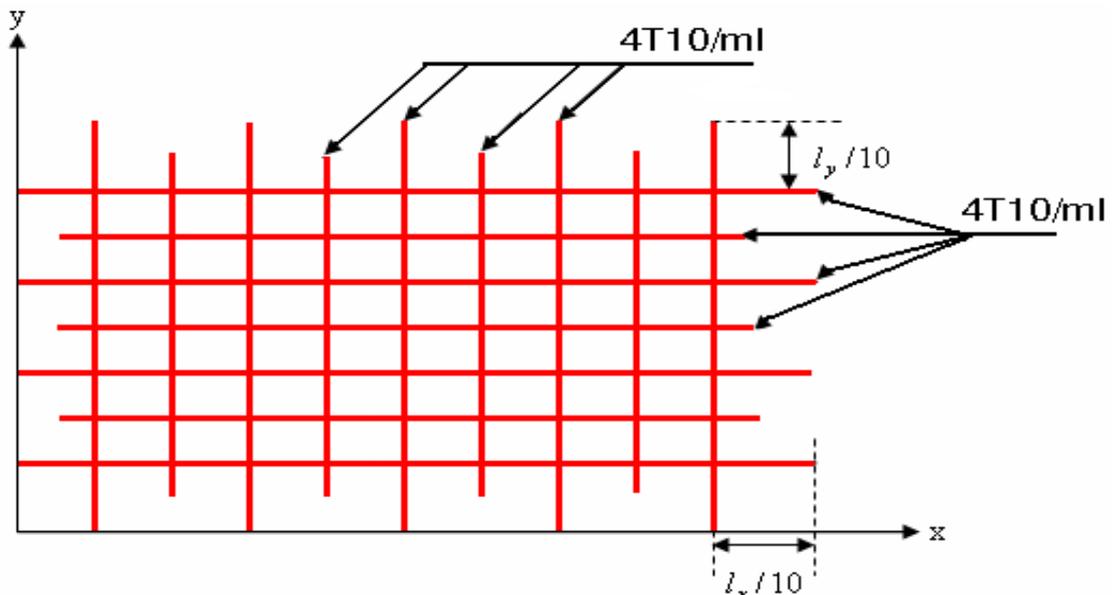


Figure III-18 Schéma de ferrailage de la dalle.

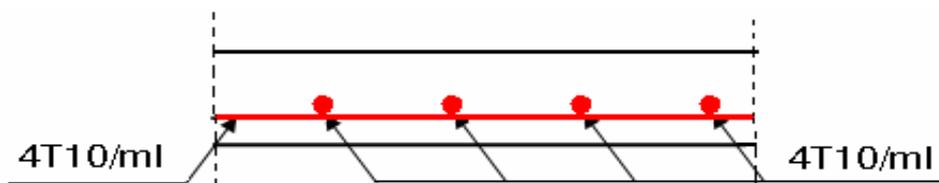


Figure III-19 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

III.5 POUTRE DE CHAINAGES

Introduction :

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et les poutres qui servent de porte à faux.

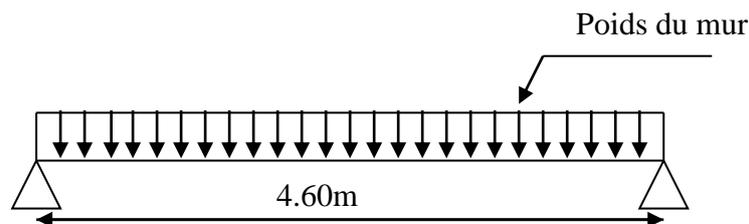
III.2.1. Dimensionnement:

- La hauteur de la poutre de chaînage est supérieure ou égale à 20 cm, sans qu'elle puisse être inférieure à la hauteur du plancher ;
- La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- La longueur max est égale à 4.60m.

Selon le **RPA99 (Art 9.3.3)** :

$$h \geq 20\text{cm} \text{ et } b \geq 2/3 * h$$

$$\text{D'où : } \mathbf{h = 20 \text{ cm}} \text{ et } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$



III.2.2. Les sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre : $G_p = 25 * 0.2 * 0.3 = 1.5 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur : $G_M = 2.75 * 2.86 = 7.865 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$$G = 1.5 + 7.865 = 9.365 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_u = 1.35 * G = 12.642 \text{ KN / ml} .$$

$$M_i = \frac{q_u * l^2}{8} = 33.438 \text{ KN.m}$$

III.2. 3. Le ferrailage :

❖ **Armatures longitudinales :**

Le calcul se fait de la même manière que pour les planchers.

$M_t (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
33.438	0.242	0.352	0.154	6.214	6HA12=6.79

Tableau III-24 Ferrailage longitudinal.

❖ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{l_{min}}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(3; 0.57; 1.2) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit un cadre ϕ_6 , donc $A_t = 3\phi_6 = 0.85 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacements :**

Selon le **CBA93** (Art.5.1.2.2) :

$$St \leq \min \begin{cases} (0,9d; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}. \\ \frac{0,8A_t f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 K f_{t28})} < 0. & (\text{car } \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.538\text{MPa}) \\ \frac{A_t * f_e}{0,4.b_0} = 28.33\text{cm}. \end{cases}$$

On adopte: **St = 16 cm.**

➤ **Répartition des armatures transversales :**

Méthode de Caquot : 7.8.9.10.11.13.16.20.25.35.40.

✓ Le premier cadre est placé à $\frac{St}{2}$ par rapport au nus de l'appui $\Rightarrow St=8\text{cm}$.

✓ Les autres cadres seront placés comme suit : $n = \frac{4.60}{2} = 2.3 \rightarrow$ on adopte $n=2$

III.2.4. Les vérifications:

➤ **AI 'ELU**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.652 \text{ cm}^2 .$$

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min}$ vérifiée.

✓ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} ; \text{ Avec : } V_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{12.642 * 4.60}{2} = 29.076 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \min \left[0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{bc} \leq \overline{\tau_{bc}} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

➤ **A l'ELS :**✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

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

$$50 y^2 + 101.85 y - 1833.3 = 0$$

$$y = 5.121 \text{ cm}$$

$$I = 21372.890 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y ; \text{ Avec } q_s = 9.365 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{ser} = \frac{q_s * l^2}{8} = 24.770 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 5.934 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

✓ **Etat limite de déformation :**

N.B : Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

$$\left\{ \frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots 1 \right.$$

La condition (1) n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

▪ **Evaluation des moments en travée :**

$$q_{jser} = 1.5 \text{ KN/m} \dots \dots \Rightarrow M_{jser} = 3.967 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 9.365 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{gser} = 24.770 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 9.365 \text{ KN} \dots \dots \Rightarrow M_{pser} = 24.770 \text{ KN.m}$$

▪ **Les propriétés de la section :**

Moment d'inertie de la section totale homogène .:

$$I_0 = 73185.066 \text{ cm}^4 . \text{ As} = 6.79 \text{ cm}^2 . y = 5.121 \text{ cm}.$$

$$I = 21372.890 \text{cm}^4 \cdot \rho = \frac{6.79}{30 \times 18} = 0.0125$$

$$E_i = 32164.2 \text{MPa}.$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{MPa}. \quad \lambda_l = 1.670; \lambda_v = 0.668.$$

Les résultats des contraintes sont illustrés dans le tableau ci dessous:

$\sigma_{sj} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{sg} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{sp} \text{ (MPa)}$	μ_j	μ_g	μ_p
35.856	223.890	223.89	0.0559	0.7235	0.7235

Tableau III-25 Valeurs de σ et μ .

Les résultats des inerties et les flèches sont illustrés dans le tableau ci dessous :

$I_{f_{ij}} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{f_{ig}} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{f_{ip}} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{f_{gv}} \text{ (cm}^4\text{)}$	$f_{ij} \text{ (cm)}$	$f_{ig} \text{ (cm)}$	$f_{ip} \text{ (cm)}$	$f_{gv} \text{ (cm)}$
73629.991	36455.906	36455.906	54273.364	0.0003	0.00446	0.00446	0.009

Tableau III-26 Valeurs de I_f et f .

✓ **La flèche totale Δf :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.009 - 0.0003 + 0.00446 - 0.00446 = 0.0086 \text{cm}.$$

$$\Delta f = 0.0086 \text{cm} < f_{adm} = 0.92 \text{cm}. \Rightarrow \text{La flèche est Vérifiée.}$$

III.2.5. Schéma de ferrailage :

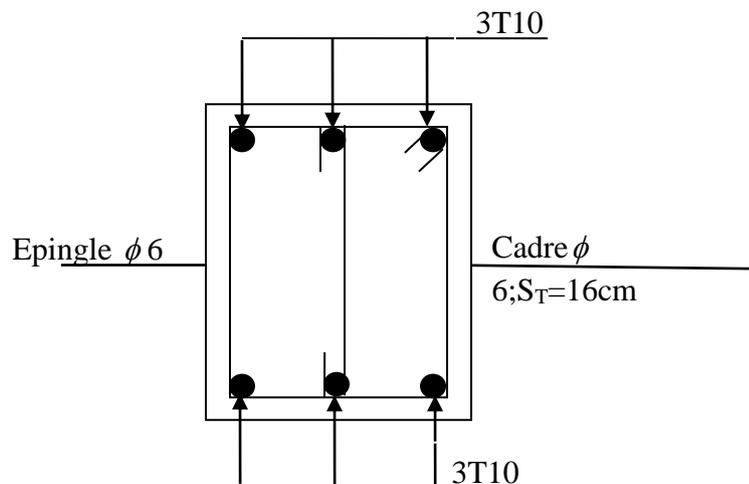


Figure III-20 Poutres de chaînage

III.6 LES ESCALIERS

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons trois types :

III.5.1 Type I : Etude de l'escalier à 3 volées

Ce type d'escalier est composé de :

- Trois volées d'épaisseur 12 cm.
- Deux paliers d'épaisseur 14cm.

L'escalier travail en flexion simple et la détermination des sollicitations se fait par la méthode RDM ou par la méthode des charges équivalentes.

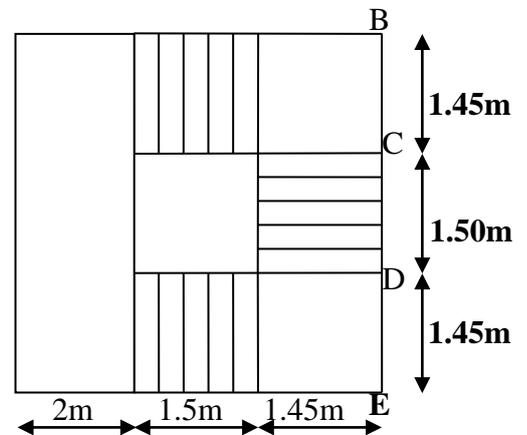


Figure III-21 Escalier à trois volées.

III.5.1.1 Partie AB=EF

➤ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G=6.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

➤ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G=4.49 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

1) Les sollicitations :

A L'ELU :

➤ Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.14 \text{ KN/m}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.81 \text{ KN/m}$$

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

$$\text{➤ } \sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 51.102 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } \sum M / A = 0 \rightarrow R_A = 20.44 \text{ KN} \text{ et } R_B = 13.49 \text{ KN}$$

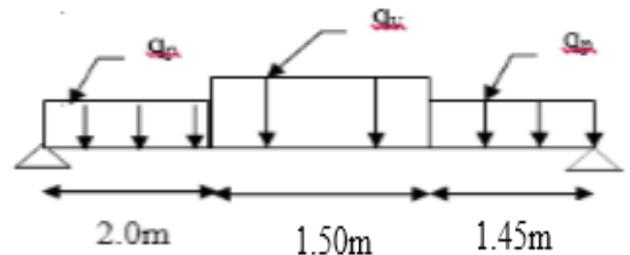


Figure III-22 Schéma statique

b) **Moment fléchissant :**

- $0 \leq x \leq 1.5\text{m}$:

$$M(x) = 27.55x - 9.81 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.75) = 33.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$:

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(1.45) = 23.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment max à ' X_0 ' tel que : $dM/dx = 0 \implies x_0 = 2.80\text{m}$

$$M_0^{\max}(2.80) = 38.68 \text{KN.m}$$

c) **Effort tranchant :**

- $0 \leq x \leq 1.5\text{m}$:

$$T_y(x) = 9.81x - 27.55$$

$$T_y(0) = -27.77 \text{KN.}$$

$$T_y(1.75) = -10.38 \text{KN.}$$

- $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$:

$$T_y(x) = 23.54 - 9.81x$$

$$T_y(0) = 23.54 \text{KN.}$$

$$T_y(1.45) = 9.31 \text{KN.}$$

Le moment max à ' X_0 ' tel que : $dM/dx = 0 \implies x_0 = 1.56\text{m}$

$$M_0^{\max}(1.56) = 15.89 \text{KN.m}$$

d) **Moment en travée et en appui :**

$$M^t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 15.89 = 11.92 \text{KN.m}$$

$$M^a = -0,5 \times M^0 = -0,5 \times 15.89 = -7.94 \text{KN.m}$$

e) **Ferrailage :** les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-27 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91]

En travée							
$M_u(\text{KN. m})$	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	St(cm)
11.92	0.043	0.055	0.136	2.51	1.69	4HA10=3.14	16
En appui							
7.94	0.028	0.036	0.137	1.67	1.69	4HA6=1.13	25

- **Armatures de répartition**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = 0.63cm^2 / ml.$$

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = 0.41cm^2 / ml.$$

Le choix

$$\text{Pour } \begin{cases} A_t : 4T10 = 3.14cm^2 / ml. \\ A_r^t : 4T8 = 2.01cm^2 / ml. \end{cases}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} A_a : 4T8 = 2.01cm^2 / ml. \\ A_r^a : 4T6 = 2.01cm^2 / ml. \end{cases}$$

- **Vérification des espacements :**

- Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 25cm$Condition vérifiée.
- Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm$Condition vérifiée.

A L'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6fc_{28} = 15MPa$$

➤ **Pour la volée :**

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 9.46KN / m$$

➤ **Pour le palier :**

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6.99KN / m$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-28 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

	R_A(KN)	R_B(KN)	M₀(KNm)	M_t^{max}(KNm)	M_a^{max}(KNm)
ELS	14.67	9.65	11.20	8.40	5.60

-Etat limite d'ouverture des fissures, les éléments (escalier) sont couvertes alors la fissuration est peu nuisible, BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) : aucune vérification n'est effectuée.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \overline{\sigma}_{bc}$$

Équilibre des forces ➔ Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-29 Etat limite de compression du béton.

	M_{ser} (KNm)	y(cm)	$I \times 10^{-4}$ (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	8.40	3.19	6585.87	4.06	15	
En appui	5.60	2.61	4927.01	2.96	15	

▪ **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.49 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{L}{500} = 0.59 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

e) **Schémas de ferrailage :**

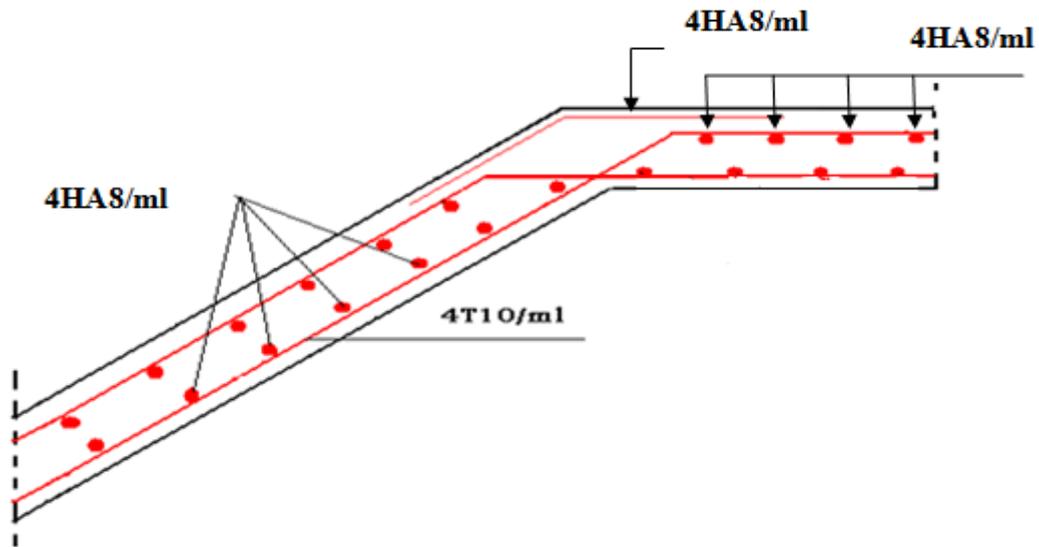


Figure III-23 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type1).

III.5.1.2 Partie CD : cette partie travaille comme une console.

a) Charges et surcharges

Volée : $G_V = 6.96KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.5KN / m$

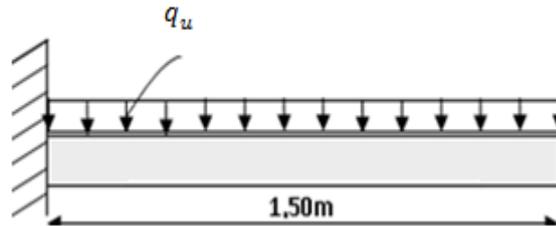


Figure III-24 schémas statique de la partie 2 de l'escalier type 1

- L'ELU

$q_u = 1.35 \times G_V + 1.5 \times Q$

$q_u = 13.14KN / m^2$

$M_{max}^u = \frac{q_u \times L^2}{2} = 14.78KN.m$

$V_u = q_u \times L = 19.71KN$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-30 Résultats de ferrailage de la partie CD.

$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A _{répartition} (cm ² /ml)
14.78	0.104	0.137	0.094	4.49	1.20	5HA12/ml 5.65	4HA8/ml 2.01

▪ Espacement des armatures

$S_t = 25cm \leq \min(0.9 \times e, 40cm) = 10.8cm$ On adopte : $S_t=10cm$

▪ Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{19.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.1971MPa \leq \overline{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa$

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- L'ELS

La vérification se fait en considérant la fissuration peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

$P_s = (G+Q)$

$P_s = (6.96+2.5) = 9.46 KN/m$

$$M_s = 7.09 \text{ KNm.}$$

▪ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

▪ **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 847.5 = 0$$

$$y = 3,35 \text{ cm}$$

▪ **Calcul de I :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,35^3 + 15 \times 5.65 (10 - 3,35)^2$$

$$I = 5001.03 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.09 \times 10^{-3}}{5001.03 \times 10^{-8}} \times 0.0335 = 4.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \dots \text{Pas de risque de fissuration du}$$

béton.

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

▪ **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.08 < 0.0625 \dots \text{vérifiée.} \quad \text{(BAEL.91)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.080 < 0.074 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0040 < 0.0105 \dots \text{Vérifiée}$$

Les trois (03) conditions sont satisfaites, d'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

a) Schéma de ferrailage

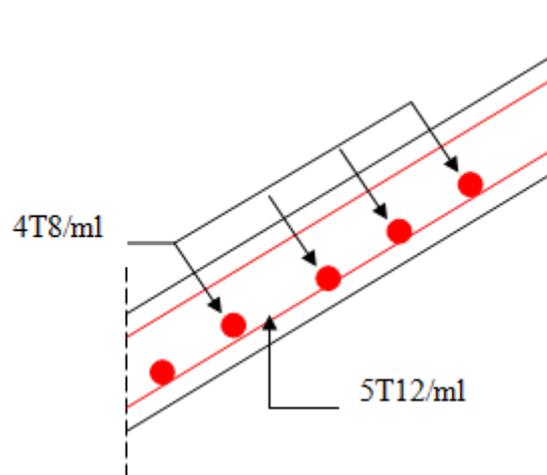


Figure III-25 Schéma de ferrailage de la partie CD (type 1).

III.5.2 Type 2 : Etude de l'escalier à 3 volées

III.5.2.1 Partie AB=EF

➤ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G=6.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

➤ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G=4.49 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

2) Les sollicitations :

A L'ELU :

➤ Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.14 \text{ KN/m}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.81 \text{ N/m}$$

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

$$\rightarrow R_A = 23.07 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 16.11 \text{ KN}$$

Le moment max à 'X₀' tel que : $dM/dx = 0 \implies x_0 = 1.75 \text{ m}$

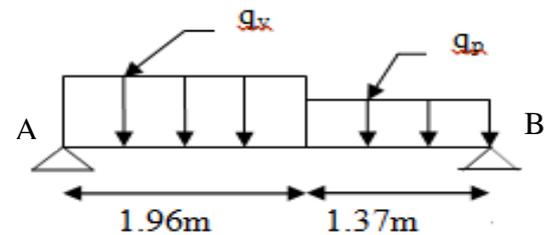


Figure III-26 Schéma statique (type 2).

$$M_0^{\max}(1.56) = 20.15 \text{ KN.m}$$

f) Moment en travée et en appui :

$$M^t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 20.15 = 15.19 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,5 \times M_0 = -0,5 \times 20.15 = -10.12 \text{ KN.m}$$

e) Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-31 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91]

En travée							
$M_u(\text{KN. m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{\text{calculée}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$St(\text{cm})$
15.19	0.054	0.069	0.136	3.20	1.69	4HA12=4.52	16
En appui							
10.12	0.036	0.045	0.137	2.11	1.69	3HA10=2.36	25

- **Armatures de répartition**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = 0.59 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Le choix**

$$\text{Pour } \begin{cases} A_t : 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_r^t : 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} A_a : 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_r^a : 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

A L'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

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

➤ Pour la volée

$$ELS : q_s = G + Q = 9.46KN / m$$

➤ Pour le palier :

$$ELS : q_s = G + Q = 6.99KN / m$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-32 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

	R_A(KN)	R_B(KN)	M₀(KNm)	M_t^{max}(KNm)	M_a^{max}(KNm)
ELS	16.56	11.54	14.50	10.85	7.25

-Etat limite d'ouverture des fissures, les éléments (escalier) sont couvertes alors la fissuration est peu nuisible, BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) : aucune vérification n'est effectuée.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

Équilibre des forces ➔ Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-33 Etat limite de compression du béton.

	M_{ser} (KNm)	y(cm)	I × 10⁻⁴ (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc} vérifiée
En travée	15.19	3.62	10383.86	5.05	15	
En appui	10.12	2.77	5169.09	5.39	15	

▪ **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.43cm \\ f_{adm} = \frac{L}{500} = 0.59 cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

- Schémas de ferrailage

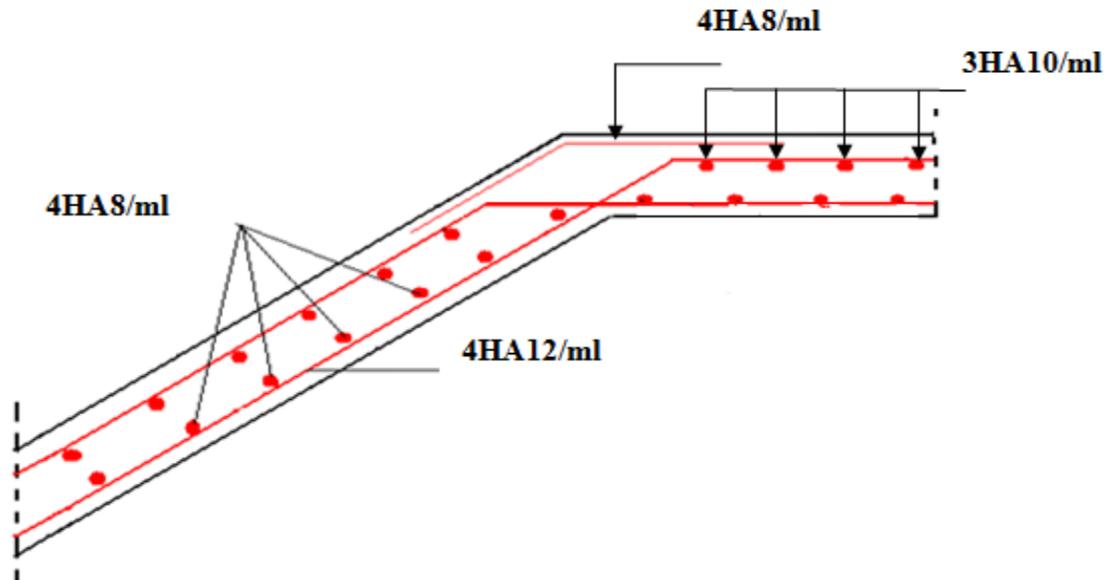


Figure III-27 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type2).

III.5.1.2 Partie CD :

Tant que les démentions et les charges appliquée sur cette partie sont les même que la partie CD de type 1, le choix de ferrailage sera le même.

III.5.2 Type 3 : Etude de l'escalier à 1 volée

III.5.1.1 Partie AB

➤ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G=6.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

➤ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G=4.49 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

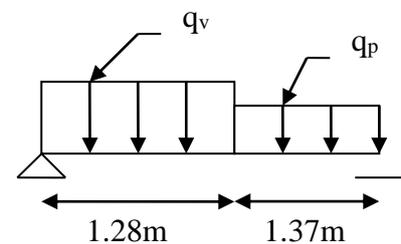


Figure III-28 Schéma statique (type3).

3) Les sollicitations :

A L'ELU :

➤ Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.14 \text{ KN/m}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.81 \text{ N/m}$$

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

$$\rightarrow R_A = 16.22 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 14.02 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment max à 'X}_0\text{' tel que : } dM/dx = 0 \quad \Rightarrow \quad x_0 = 1.23 \text{ m}$$

$$M_0^{\max}(1.23) = 10.01 \text{ KN.m}$$

g) Moment en travée et en appui :

$$M^t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 10.01 = 7.50 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,5 \times M_0 = -0,5 \times 10.01 = -5.00 \text{ KN.m}$$

e) Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-34 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91]

En travée							
M _u (KN. m)	μ _{bu}	A	Z(m)	A calculée(cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	St(cm)
7.50	0.026	0.034	0.138	1.56	1.69	4HA8=2.01	16
En appui							
5.00	0.017	0.022	0.138	1.03	1.69	4HA8=2.01	25

- Armatures de répartition

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Le choix

$$\text{Pour } \begin{cases} A_t : 4T10 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_r^t : 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} A_a : 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_r^a : 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

- Vérification des espacements :

- Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.
- Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

A L'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

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

➤ **Pour la volée :**

ELS : $q_s = G + Q = 9.46\text{KN/m}$

➤ **Pour le palier :**

ELS : $q_s = G + Q = 6.99\text{KN/m}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-35 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

	R_A(KN)	R_B(KN)	M₀(KNm)	M_t^{max}(KNm)	M_a^{max}(KNm)
ELS	11.65	10.02	21.48	11.66	10.74

-Etat limite d'ouverture des fissures, les éléments (escalier) sont couvertes alors la fissuration est peu nuisible, BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) : aucune vérification n'est effectuée.

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

Équilibre des forces ➔ Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-36 Etat limite de compression du béton.

	M_{ser} (KNm)	y(cm)	I × 10⁻⁴ (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc}
En travée	16.11	2.61	4927.01	8.56	15	Vérifiée
En appui	10.74	2.61	4927.01	5.69	15	

- Vérification de l'état limite de déformation

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.38 \text{ cm} \\ f_{adm} = \frac{L}{500} = 0.52 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

- Schémas de ferrailage

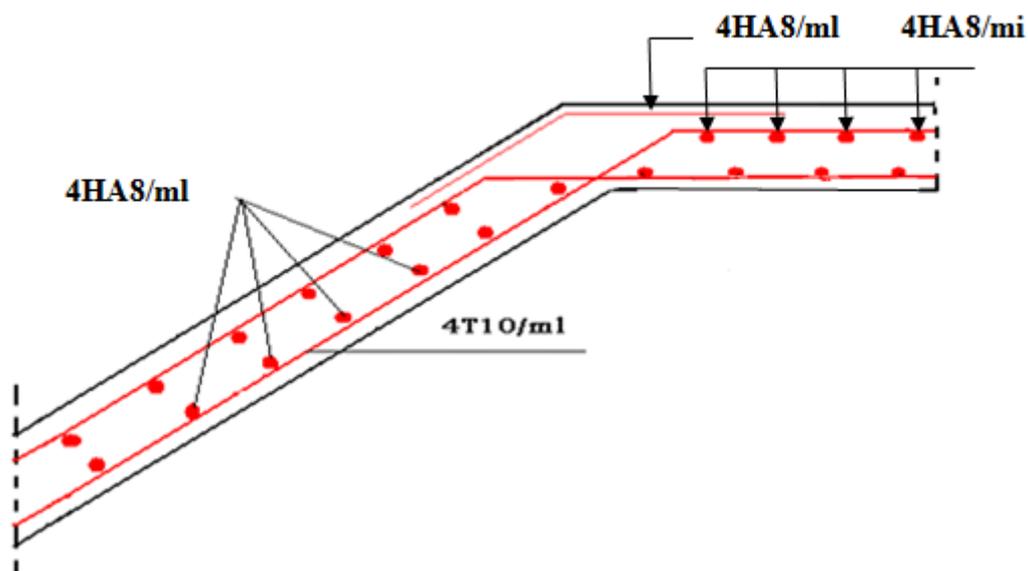


Figure III-29 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type 3).

CONCLUSION

Ce chapitre à récapitulé, les calculs et ferrailages des éléments secondaires, à savoir : les poutrelles, l'acrotère, dalles pleines, dalle de l'ascenseur, poutre de chinage et deux type d'escalier (à trois volées et à une seul volée).



CHAPITRE IV

INTRODUCTION

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré.

IV.1 METHODE DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.

La figure ci-dessus représente notre structure après la modalisation.

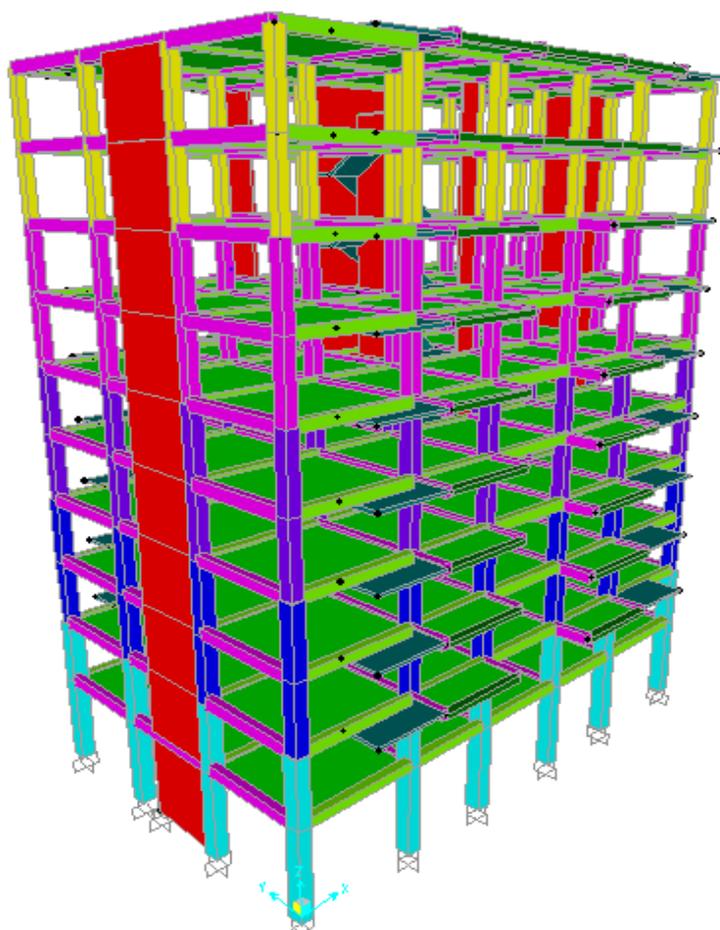


Figure IV-1 vue en 3D de la structure

IV.1.1 Méthode statique équivalente :**- Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99/2003 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99/2003 (Tableau IV-1)**

Le coefficient A : représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Elle dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone **II_a(Bejaia)** ⇒ $A = 0.15$

➤ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99/2003 (Tableau IV-3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction « $R = 5$ »

➤ **Q** : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003(Formule 4-4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Pénalité Sens X-X	Pénalité Sens Y-Y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2- Redondance en plan	0	0
3- Régularité en plan	0.05	0
4- Régularité en élévation	0.05	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6- Contrôles d'exécution	0	0

Donc : $Q_{/xx} = 1,1$; $Q_{/yy} = 1,05$

➤ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003(Formule 4-5)}$$

➤ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

➤ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

➤ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation et service

$\beta = 0.6 \rightarrow$ Bâtiment à usage commercial

Le poids total de la structure :

$$W = 39375.091 \text{ KN}$$

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

On a :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-2)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre), le graphe donne $\frac{S_a}{g}$ en fonction du temps.

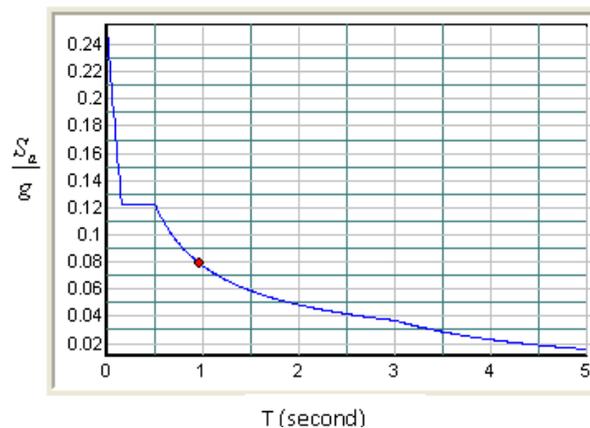


Figure IV-2 Spectre de calcul

La structure à étudier est située dans un site fermes(S2) (**Annexe I**)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases} \quad \text{RPA/2003 (Tablea4.7)}$$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$ **RPA 99/2003 (Tableau 4.2)**

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-6)}$$

➤ h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au de dernier niveau.

$$h_n = 31.92m$$

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par le tableau IV.6 du **RPA99/2003**.

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (31.92)^{3/4} = 0.67s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99/2003(Formule 4-7)}$$

➤ L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 23.4m \quad \Rightarrow T_x = 0.74 s$$

$$L_y = 15m \quad \Rightarrow T_y = 0.59 s$$

$$\Rightarrow T_x = \min(T_x; T) = \min(0.74; 0.67) = 0.67 s$$

$$\Rightarrow T_y = \min(T_y; T) = \min(0.59; 0.67) = 0.59 s$$

Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique, c'est à dire :

$$\text{Selon x-x: } 1.3 \times T = 1.3 \times 0.67 = 0.87 s \quad \text{RPA99/2003 Art (4.2.4)}$$

$$\text{y-y: } 1.3 \times T = 1.3 \times 0.59 = 0.77 s$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{car } T_2 \leq T \leq 3.0 s \quad \text{avec } T_2 = 0.4 s$$

On a: $T_x = 0.59s$
 $T_y = 0.67s$

$$D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.67} \right)^{2/3} = 1.66 \text{ m}$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.59} \right)^{2/3} = 1.81 \text{ m}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stX} = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.1}{5} \times 39375.091 = 2156.09 \text{ KN}$$

$$V_{stY} = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.05}{5} \times 39375.091 = 2244.97 \text{ KN}$$

IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant : **RPA99/2003 Art (4. 3.3).**

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

IV.2 EXIGENCE DU RPA99/2003 POUR LES SYSTEMES MIXTES

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

▪ **Modalisation et résultats :**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

▪ **Disposition des voiles de contreventement :**

Le respect de la conception architecturale nous a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante (Figure IV-3) :

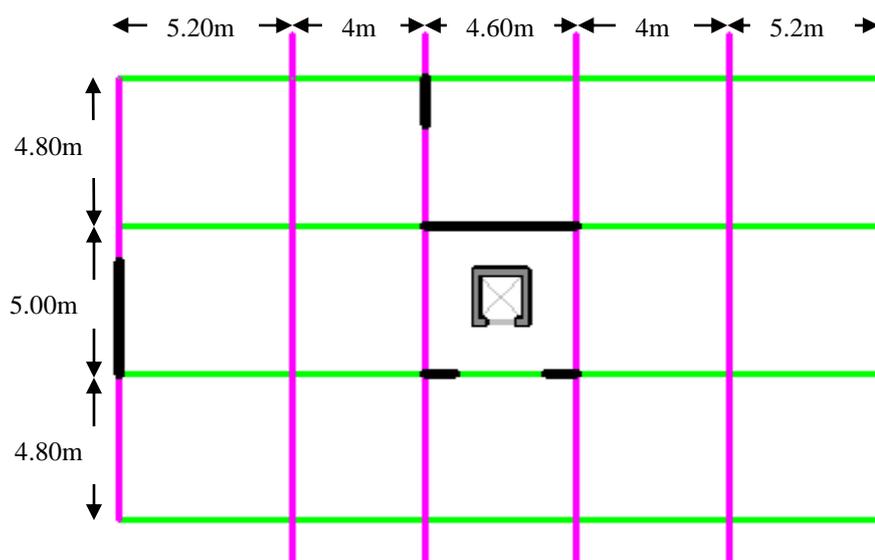


Figure IV-3 Disposition des voiles

Résultats et discussions :

a) Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV-2 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Périodes Sec	Individuel mode (%)		Cumulative sum (%)	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.860798	70.501	0.507	70.501	0.507
Mode 2	0.762789	0.533	70.954	71.034	71.461
Mode 3	0.639155	0.846	0.001106	71.880	71.462
Mode 4	0.247349	15.517	0.047	87.397	71.509
Mode 5	0.215906	0.037	16.529	87.434	88.038
Mode 6	0.178337	0.41	0.001188	87.843	88.039
Mode 7	0.133002	0.006205	0.003174	87.849	88.042
Mode 8	0.131666	0.03	0.002375	87.880	88.045
Mode 9	0.13116	0.003069	0.001787	87.883	88.046
Mode 10	0.130582	8.012E-06	0.017	87.883	88.063
Mode 11	0.13041	0.006979	0.002186	87.890	88.065
Mode 12	13.0018	0.06	0.006965	87.949	88.072

Mode 13	0.130582	8.012E-08	0.00017	0.87883	0.88063
Mode 14	0.13041	0.00006979	0.00002186	0.8789	0.88065
Mode 15	0.130018	0.0006	0.00006965	0.87949	0.88072
Mode 16	0.129883	0.00005894	6.423E-07	0.87955	0.88072
Mode 17	0.129562	0.00026	6.068E-07	0.87981	0.88072
Mode 18	0.119663	0.05789	0.00003726	0.9377	0.88076
Mode 19	0.102681	0.00003846	0.05368	0.93774	0.93444

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA99/2003 sont vérifiées. Les modes de vibration sont montrés sur les (Figure IV-4, IV-5 et IV-6).

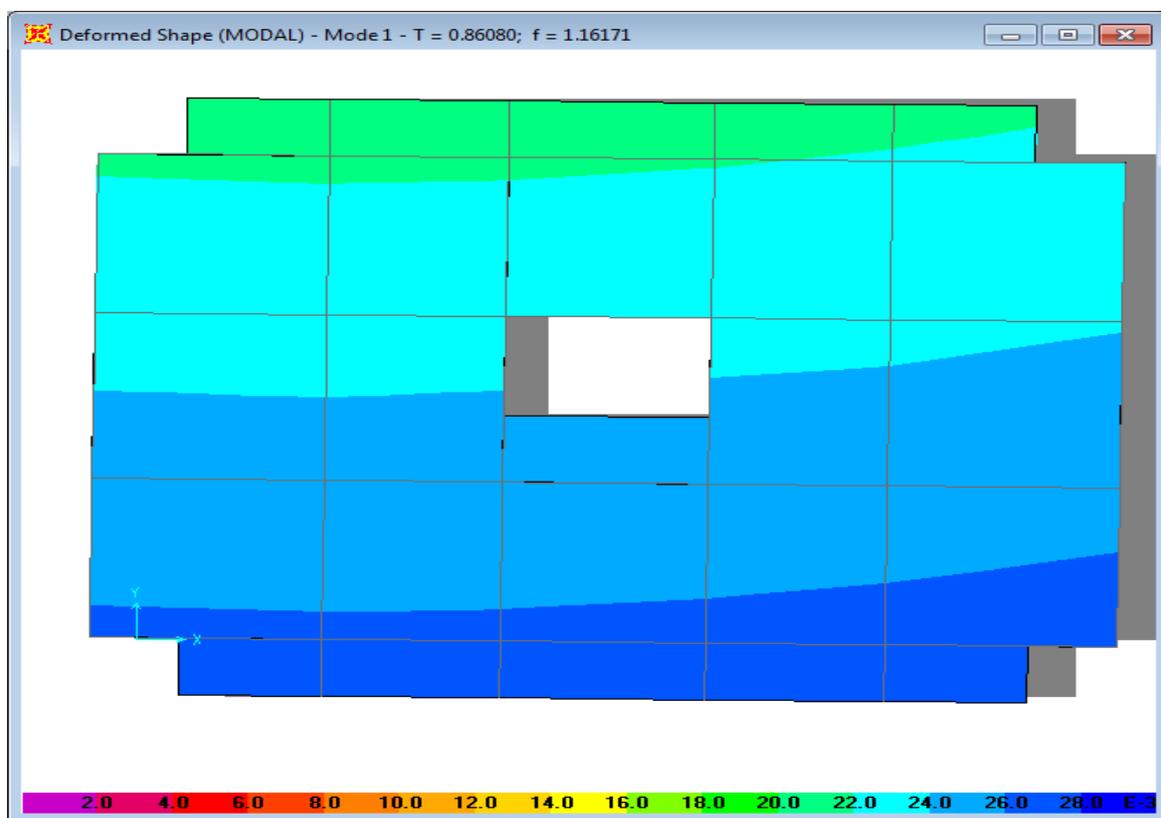


Figure IV-4 1^{ère} mode (translation suivant X)

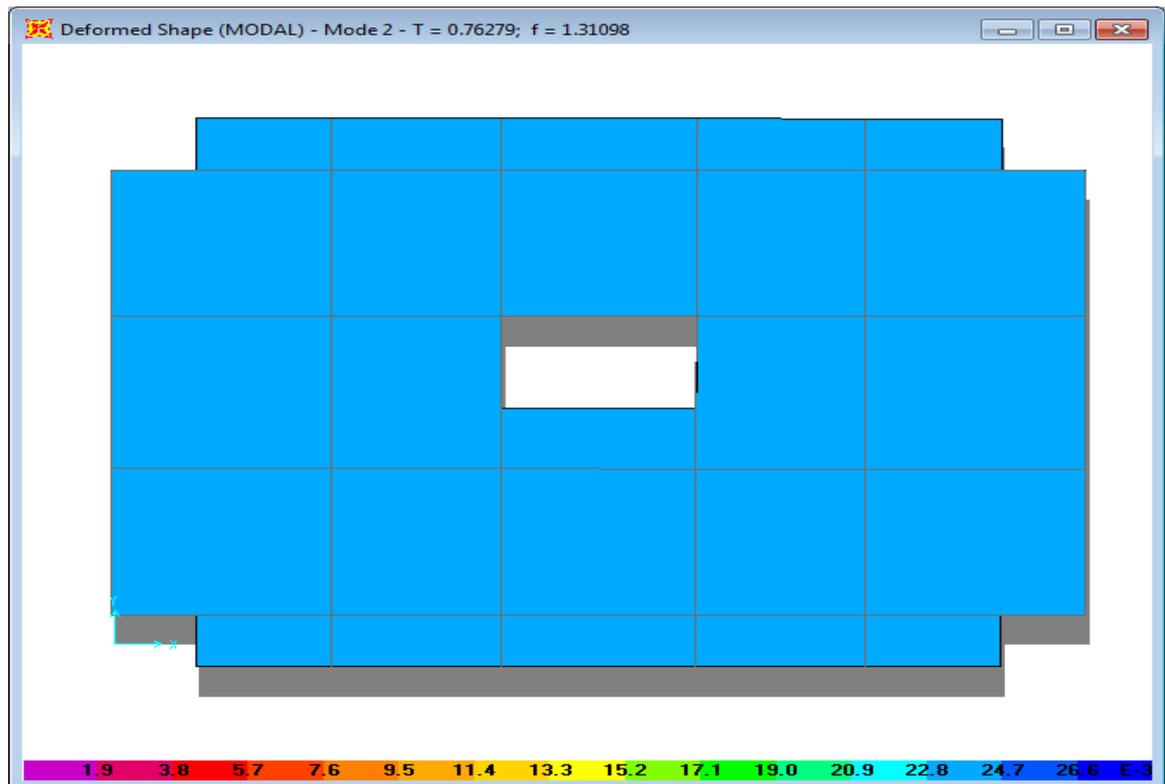


Figure IV-5 2^{ème} mode (translation suivant Y)

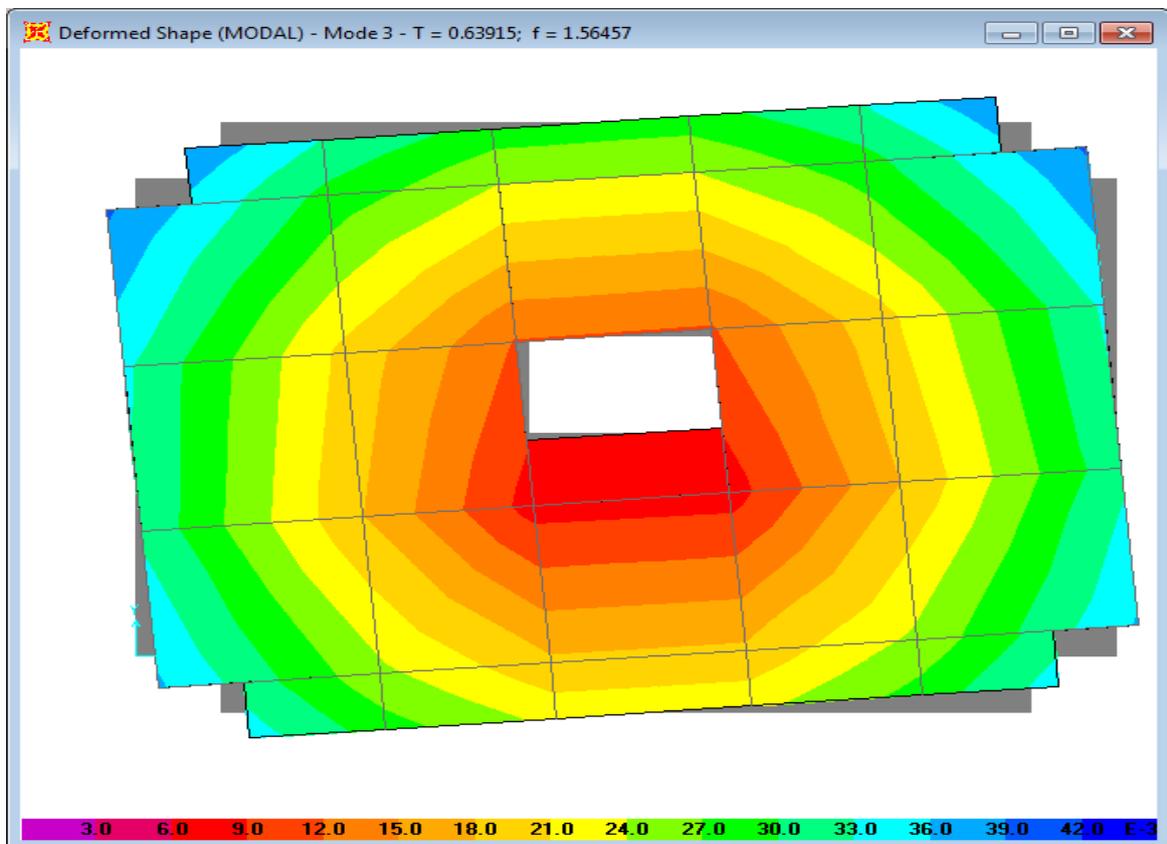


Figure IV-6 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les Tableaux IV-3 et IV-4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV-3 Vérification sous charges verticales

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
E-Sol 1	36649.704	6767.557	84.41275	15.58725
E-Sol 2	32193.08	6649.236	82.88146	17.11854
RDC	27692.102	6319.135	81.42045	18.57955
Niveau 1	24010.083	5620.792	81.03062	18.96938
Niveau 2	20070.327	5180.032	79.48531	20.51469
Niveau 3	16583.889	4387.211	79.07973	20.92027
Niveau 4	12922.492	3768.881	77.42019	22.57981
Niveau 5	9649.617	2854.116	77.17389	22.82611
Niveau 6	6283.467	2031.974	75.56385	24.43615
Niveau 7	3164.488	989.691	76.17601	23.82399

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les six derniers niveaux où l'écart ne dépasse pas 4.44%, ce qui est acceptable.

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
E-Sol 1	47.089	139.306	4.749	18.18	25.26302	30.83998	74.73698	69.16002
E-Sol 2	70.864	131.998	8.891	11.929	34.93212	37.05614	65.06788	62.94386
RDC	68.431	122.815	9.039	11.086	35.78166	37.15616	64.21834	62.84384
NIV 01	81.488	101.962	10.665	9.102	44.41973	45.10659	55.5802	54.89341
NIV 02	70.673	94.651	9.553	9.102	42.74818	43.38453	57.25182	56.61547
NIV 03	77.644	73.738	10.387	8.472	51.29011	51.39236	48.70989	48.60764
NIV 04	60.797	69.401	8.378	6.509	46.6958	47.52616	53.3042	52.47384
NIV 05	63.556	47.934	8.672	5.831	57.00601	57.73911	42.99399	42.26089

NIV 06	44.639	41.705	6.323	3.852	51.69902	52.96387	48.30098	47.03613
NIV 07	49.224	15.166	6.728	3.433	76.44665	77.44616	23.55335	22.55384

Tableau IV-4 Vérification sous charges horizontales

- **Analyse des résultats**

On voit bien que pour les deux sens, l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée à tous les niveaux sauf au niveau 7 car le voile de l'ascenseur s'arrête au 6^{ème} niveau.

IV.2.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003 la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV-5 Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2185.308	2126.255	1.02	vérifiée
Sens y-y	51948.35	49196.01	1.05	vérifiée

On remarque d'après le tableau IV-5 que $\frac{V_{dyn}}{V_{st}} \geq 0.8 \Rightarrow$ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

IV.2.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme. Le RPA99/2003 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal réduit ; qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B : l'aire de la section transversale du poteau considéré.

N_d : effort normal maximal.

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV-6

Tableau IV- 6 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
E-Sol 1	60×65	3900	2463.826	0.25	vérifiée
E-Sol 2	60×65	3900	2899.853	0.29	vérifiée
RDC	55x60	3300	2134.945	0.25	vérifiée
NIV 01	55x60	3300	1849.03	0.22	vérifiée
NIV 02	50×55	2750	1567.302	0.22	vérifiée
NIV 03	50×55	2750	1294.858	0.18	vérifiée
NIV 04	45×50	2250	1026.07	0.18	vérifiée
NIV 05	45×50	2250	765.712	0.13	vérifiée
NIV 06	40x45	1800	507.862	0.11	vérifiée
NIV 07	40x45	1800	258.336	0.05	vérifiée

IV.2.3 Justification vis-à-vis des déformations

Selon le RPA99/2003 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 d'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau IV-7 Vérification des déplacements

Niveau	Sens y-y						Sens x-x				
	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\delta K/hK$ (%)
E-Sol 1	0.001	0.005	0	0.005	408	1.22E-05	0.009	0.0045	0	0.004	1.47E-05
E-Sol 2	0.002	0.01	0.005	0.005	306	3.26E-05	0.0022	0.011	0.0045	0.006	2.12E-05
RDC	0.004	0.02	0.01	0.01	306	4.90E-05	0.0038	0.019	0.011	0.008	2.61E-05
NIV 01	0.007	0.035	0.02	0.015	306	3.26E-05	0.0056	0.028	0.019	0.009	2.94E-05
NIV 02	0.009	0.045	0.035	0.01	306	4.90E-05	0.0075	0.0375	0.028	0.009	3.10E-05

NIV 03	0.012	0.06	0.045	0.015	306	3.26E-05	0.0095	0.0475	0.0375	0.01	3.2E-05
NIV 04	0.014	0.07	0.06	0.01	306	4.90E-05	0.0115	0.0575	0.0475	0.01	3.2E-05
NIV 05	0.017	0.085	0.07	0.015	306	3.26E-05	0.0133	0.0665	0.0575	0.009	2.94E-05
NIV 06	0.019	0.095	0.085	0.01	306	4.90E-05	0.0151	0.0755	0.0665	0.009	2.94E-05
NIV 07	0.021	0.105	0.095	0.01	306	3.26E-05	0.0167	0.0835	0.0755	0.008	2.61E-05

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage. Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} 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 :

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

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

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 $1/(1-qK)$.
- ✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV-8.

Tableau IV-8 vérification de l'effet P-Δ

Niveau	h _k (cm)	Sens x-x				Sens y-y		
		P _k (KN)	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k
E-Sol 1	408	34473.75	0.005	189.39	0.022	0.0045	162.76	0.031
E-Sol 2	306	30373.196	0.005	202.86	0.024	0.0065	221.77	0.029
RDC	306	26470.41	0.01	191.24	0.045	0.008	208.81	0.033
NIV 01	306	22566.56	0.015	183.45	0.060	0.009	198.93	0.033
NIV 02	306	18764.93	0.01	165.32	0.037	0.0095	178.72	0.032

NIV 03	306	14960.91	0.015	151.38	0.048	0.01	163.17	0.029
NIV 04	306	111.49	0.01	130.18	0.028	0.01	138.206	0.026
NIV 05	306	86.34	0.015	111.49	0.033	0.009	117.42	0.018
NIV 06	306	3862.92	0.01	86.34	0.014	0.009	90.22	0.015
NIV 07	306	0	0.01	64.39	0	0.008	69.08	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV-8, les effets P- Δ peuvent être négligés

CONCLUSION

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique. Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même qu'en élévation.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie toutes les exigences du RPA99 addenda 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.



CHAPITRE V

INTRODUCTION

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

V.1 ETUDE DES POTEAUX

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers les fondations, ces poteaux sont sollicités en flexion composée dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait a la flexion composée selon les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de donnes du SAP2000 :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+Q
- 0.8G-Q

RPA99 (Article 5.2)

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$

$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$

$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$

Telle que :

N : Effort normale (compression ou traction).

M : Moment sollicitant.

V.1.1 Les recommandations du RPA 99/2003

❖ Les armatures longitudinales

RPA99 (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: $0.8 \% \times (b_1 \times h_1)$ (Zone II).
- Le pourcentage maximal et de : $4 \% \times (b_1 \times h_1)$ en zones courantes.
 $6 \% \times (b_1 \times h_1)$ en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h' \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{b}; b_1; h_1; 60cm\right) \\ h_e : \text{Hauteur d'étage.} \end{array} \right.$$

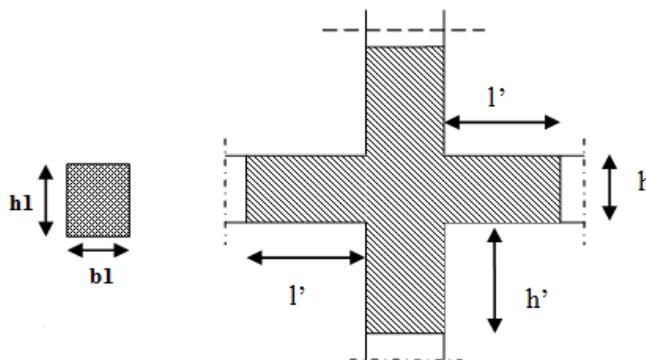


Figure V-1 La Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) En zone courante	A _{max} (cm ²) En zone de recouvrement
E-Sol1, E-Sol2	65×60	31.2	156	234
RDC, 1 ^{er} étage	60×55	26.4	132	198
Etage 2-3	55×50	22	110	165
Etage 4-5	50×45	18	90	135
Etage 6-7	45×40	14.4	72	108

❖ Les armatures transversales :

RPA99/2003 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales. Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

RPA99/2003(Article 7.4.2)

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm})$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_1$

Avec ϕ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale a :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: élancement géométrique)} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes Si $3 < \lambda_g < 5$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite aux minimums de 10ϕ .

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000V14, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Avec :

$N > 0$: Effort de traction.

$N < 0$: Effort de compression.

Tableau V-2 Sollicitations dans les poteaux

Niveau	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	V (KN)
E-Sol1	96.256	2383.28	3231.039	13.38	103.029	40.022	67.555
E-Sol2	167.770	2011.373	2464.922	0.7234	198.919	44.811	57.917
RDC	147.885	1264.148	2134.945	2.924	38.324	25.764	95.458
1 ^{er} Etage							
Etage 2-3	123.155	688.485	1567.302	4.684	7.458	16.141	83.297
Etage 4-5	91.359	330.899	1026.07	5.824	3.403	6.192	71.496
Etage 6-7	64.127	116.354	507.862	5.561	0.771	24.413	55.160

V.1.3 Ferrailage des poteaux

V.1.3.1 Armatures longitudinales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures longitudinales pour les différents niveaux à la flexion composée.

Tableau V-3 Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA99)	A _{cal} (cm ²) (SAP2000)	A _{Adopté} (cm ²)
E-Sol1 E-Sol2	65×60	31.2	39	8HA16+8HA20= 41.21
RDC 1 ^{er} Etage	60×55	26.4	33	4HA16+8HA20= 33.17
Etage 2-3	55×50	22	27.5	8HA16+4HA20= 28.65
Etage 4-5	50×45	18	22.5	12HA16= 24.13
Etage 6-7	45×40	14.4	18	12HA14= 18.47

V.1.3.2 Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V-4 Armatures transversales des poteaux

Niveau	E-Sol1	E-Sol2	RDC 1 ^{er} Etage	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6-7
Section du poteau (cm²)	65×60	65×60	60×55	55×50	50 ×45	45×40
$\phi_{l,max} (cm)$	2	2	2	2	1.6	1.4
$\phi_{l,min} (cm)$	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
$L_f (cm)$	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.76	3.57	3.89	4.28	4.76	5.35
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
$V_U (KN)$	67.555	57.555	95.458	83.297	71.496	55.160
S^t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S^t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A^t (cm²)	0.97	0.83	1.49	1.41	1.34	0.79
A^t_{min} (cm²) z.nodale	3.30	3.30	3.02	2.75	2.47	2.20
A^t_{min} (cm²) z.courante	4.95	4.95	4.53	3.90	3.71	3.30
A^t_{adopté} (cm²)	5.03	5.03	5.03	4.02	4.02	4.02
Nombre de barres	10HA8	10HA8	10HA8	8HA8	8HA8	8HA8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$

V.1.4 Vérification

V.1.4.1 Vérification au flambement (effort normal ultime)

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du Entre-sol1, avec une longueur de $l_0 = 4.08$ m et un effort normal égal à : 3231.039KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

- α : Coefficient fonction de l'élancement ;

- B_r : Section réduite du béton ;
- A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.856m$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.187m$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{2.856}{0.187} = 15.27 \Rightarrow \alpha = 0.818$

$B_r = (a-2) \times (b-2) \Rightarrow B_r = 0.3654 \text{ m}^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0.818 \times \left(\frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41.21 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6707.64KN$$

On a $N_{max} = 3231.039KN < N_u \rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-5 Justification de l'effort normal ultime

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _r (m)	i (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Obs
E-Sol1	65×60	4.08	2.856	0.187	15.27	0.818	41.21	3654	3231.039	6707.64	vérifiée
E-Sol2	65×60	3.06	2.142	0.187	11.45	0.832	41.21	3654	2464.922	6822.44	vérifiée
RDC	60×55	3.06	2.142	0.173	12.38	0.829	33.17	3074	2134.945	5675.60	vérifiée
1 ^{er} Etage											
Etage 2-3	55×50	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	28.65	2544	1567.302	4708.79	vérifiée
Etage 4-5	50×45	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	24.13	2064	1026.07	3822.45	vérifiée
Etage 6-7	45×40	3.06	2.142	0.129	16.60	0.813	18.47	1634	507.862	2982.37	vérifiée

V.1.4.2 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement. Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d)^2$$

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{bh + 15 \times (A' + A)}; v' = h - v; d = 0.9h.$$

$$A' = 0 \rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$\text{et } v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A \times d)}{bh + 15A}$$

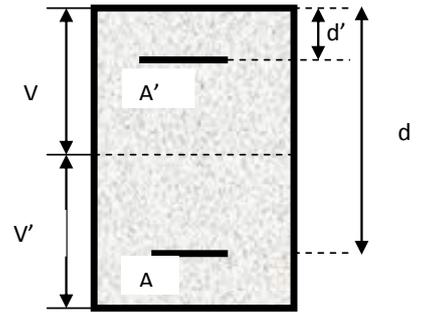


Figure V-2 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-6 vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	Obs
E-Sol1	65×60	58.5	41.21	36.05	28.95	0.0173	2103.866	40.2039	5.39	vérifiée
E-Sol2	65×60	58.5	41.21	36.05	28.95	0.0173	1794.219	46.642	4.60	vérifiée
RDC 1 ^{er} Etage	60×55	54	33.17	33.14	26.86	0.0123	1556.487	23.5162	4.71	vérifiée
Etage 2-3	55×50	49.5	28.65	30.47	24.53	0.0087	1142.780	26.4927	4.15	vérifiée
Etage 4-5	50×45	45	24.13	27.77	22.23	0.0059	748.322	28.3938	3.32	vérifiée
Etage 6-7	45×40	40.5	18.47	24.90	20.10	0.0038	370.747	35.627	2.06	vérifiée

V.1.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le **RPA99 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnel de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Tel que :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}; \quad \text{avec: } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_U}{bd}$ La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-7 Vérification des sollicitations tangentes

Niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _U (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Obs
E-Sol1	65×60	2.856	4.760	0.04	58.5	67.555	0.192	1	vérifiée
E-Sol2	65×60	2.142	3.570	0.04	58.5	57.917	0.165	1	vérifiée
RDC,1 ^{er} Etage	60×55	2.142	3.894	0.04	54	95.458	0.321	1	vérifiée
Etage 2-3	55×50	2.142	4.284	0.04	49.5	83.297	0.336	1	vérifiée
Etage 4-5	50×45	2.142	4.760	0.04	45	71.496	0.317	1	vérifiée
Etage 6-7	45×40	2.142	5.355	0.075	40.5	55.160	0.340	1.875	vérifiée

V.1.5 Dispositions constructives des poteaux

- **Longueurs de recouvrement**

Le RPA99 (Art 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r \geq 40 \times \phi$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 16 = 64cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 14 = 56cm$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

- **les zones nodales**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h'$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

- pour *Entre – Sol 1* :

$$h' = \max(.68; 65; 60; 60\text{cm}) = 68\text{cm}.$$

$$L' = 2 \times 68 = 136\text{cm}$$

- pour *Entre – sol 2* :

$$h' = 60\text{cm}.$$

$$L' = 120\text{cm}$$

- pour *RDC, Etage courant* :

$$h' = 75\text{cm}.$$

$$L' = 120\text{cm}$$

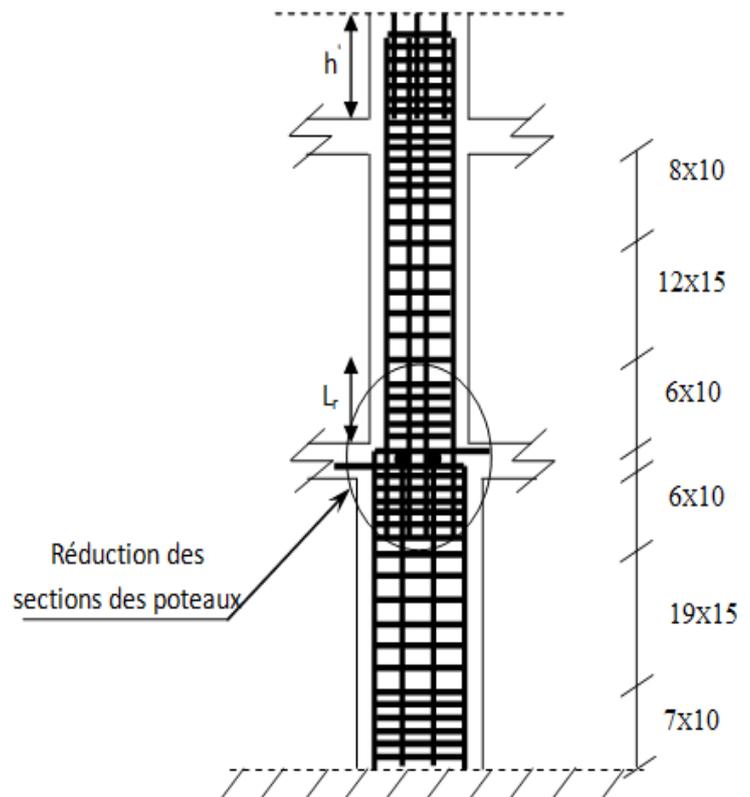
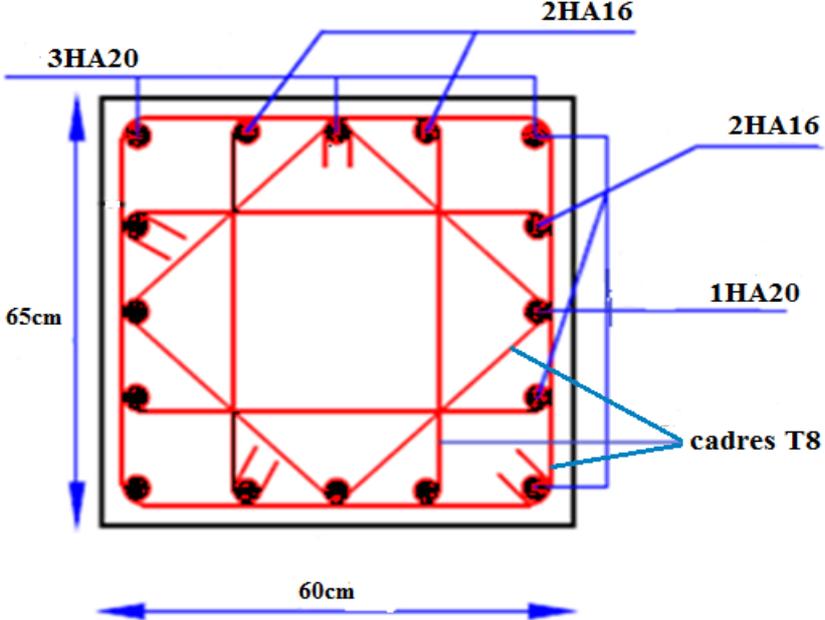
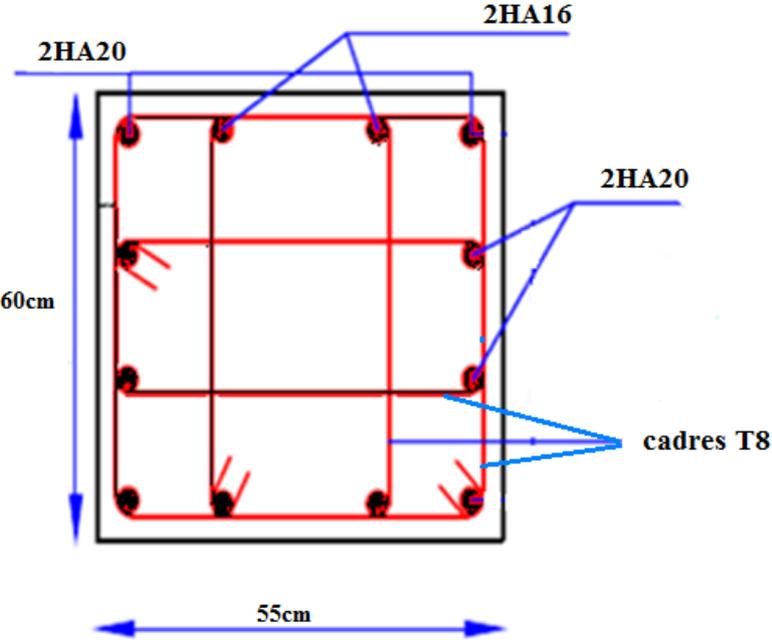


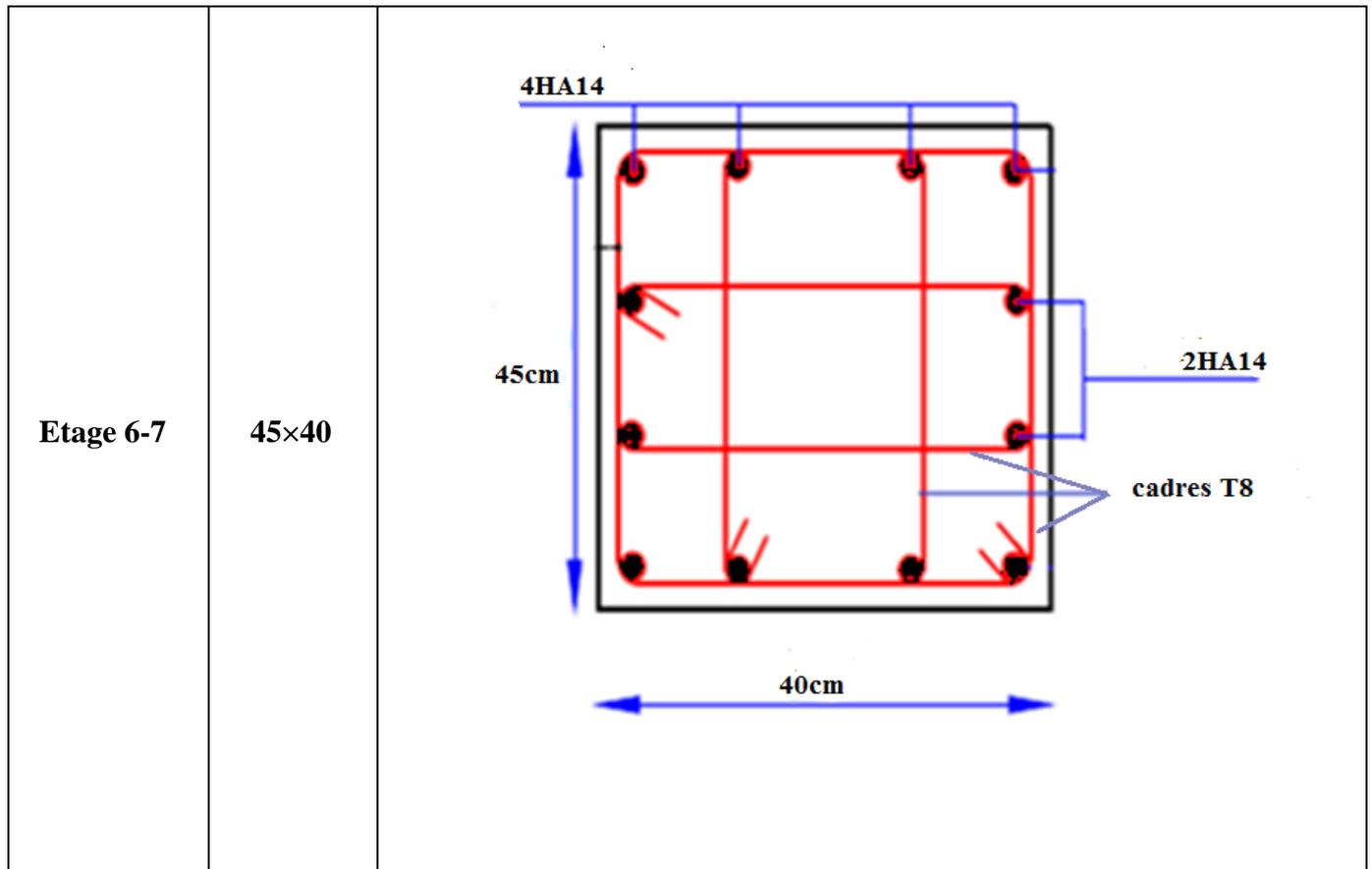
Figure V-3 Disposition des armatures des poteaux

V.1.6 Schémas de ferrailages des poteaux

Tableau V-8 Schémas de ferrailages des poteaux

Niveau	Section	Nombre de barres
<p>E-Sol1 E-Sol2</p>	<p>65×60</p>	
<p>RDC 1^{er} Etage</p>	<p>60×55</p>	

<p>Etage 2-3</p>	<p>55×50</p>	
<p>Etage 4-5</p>	<p>50×45</p>	



V.2 ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont calculées en flexion simple. Elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet la détermination des armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts (M, V), qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par les **RPA99 Version 2003** qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

RPA99 (Article 5.2)

V. 2. 1 Recommandations du RPA99/Version 2003

✚ les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%. $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% b×h En zone courante.
 - 6% b×h En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-9 Armatures longitudinales et maximales dans les poutres selon RPA

Type de poutre	Section	$A_{\max}(\text{cm}^2)$ zone courante	$A_{\max}(\text{cm}^2)$ zone de recouvrement	$A_{\min} (\text{cm}^2)$
Principales	50×35	70	105	8.75
Secondaires	45×35	63	94.5	7.87

✚ Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ avec h : la hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

▪ Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :

- **Recommandation du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

- **Recommandation de BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$



Figure V-4 2U superposés

V.2.2 ferrailages des poutres

a) Armatures longitudinales

D'après Le ferrailage des poutres calculé et celui obtenu par le logiciel SAP2000, Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres à chaque niveau.

▪ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (50×35) cm² la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 154.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 160.193 \text{ KN.m}$$

- Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{154.85 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.47^2 \times 14.2} = 0.141$$

$$\mu_{bu} = 0.141 < \mu_1 = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.141 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.190$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.434\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{154.85 \times 10^{-3}}{0.434 \times 348} = 1.02 \times 10^{-3}\text{m}^2 = 10.25\text{cm}^2$$

- **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{160.193 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.47^2 \times 14.2} = 0.145 < 0.186 \rightarrow \text{PivotA}$$

$$\mu_{bu} = 0.145 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.196$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.433\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{160.193 \times 10^{-3}}{0.433 \times 348} = 1.06 \times 10^{-3}\text{m}^2 = 10.63\text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V-10 Les armatures longitudinales dans les poutres

Niveaux	Type de poutre	Section (cm ²)	localisati on	M (KN.m)	V (KN)	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	N ^{bre} de barre
Etage commercial	PP	50×35	Appuis	160.193	271.102	10.63	8.75	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	154.850		10.25		3HA16+3HA14=10.65
	PS	45×35	Appuis	99.485	79.386	12.16	7.87	3HA20+3HA12=12.81
			Travée	88.427		6.4		3HA12+3HA14=8.01
Etage Service	PP	50×35	Appuis	196.170	319.099	13.32	8.75	3HA14+3HA20=14.04
			Travée	190.883		12.90		5HA16+1HA20=13.19
	PS	45×35	Appuis	107.256	86.360	7.86	7.87	3HA12+3HA14=8.01
			Travée	99.520		7.25		3HA12+3HA14=8.01
RDC et Etages courant	PP	50×35	Appuis	199.153	309.625	13.56	8.75	3HA14+3HA20=14.04
			Travée	168.650		11.27		3HA20+3HA12=12.81
	PS	45×35	Appuis	149.572	104.280	11.31	7.87	6HA16=12.06
			Travée	129.20		9.61		3HA16+3HA14=10.65
Terrasse inaccessible	PP	50×35	Appuis	124.666	114.073	8.12	8.75	6HA14=9.24
			Travée	60.603		3.81		6HA14=9.24
	PS	45×35	Appuis	117.031	58.263	8.64	7.87	6HA14=9.24
			Travée	84.523		6.10		6HA14=9.24

- **Les longueurs de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm$$

$$\phi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm$$

$$\phi = 12mm \Rightarrow l_r > 48cm$$

$$\phi = 10mm \Rightarrow l_r > 40cm$$

b) **Armatures transversales** $\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

- Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.42; 3.5) = 1.2cm.$$

$$\phi \leq 1.2cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10

- Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5) = 1.2cm.$$

$$\phi \leq 1.2cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10

- **Calcul des espacements des armatures transversales**

- **Selon le BAEL91 (Art H.III.3)**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$S_t = \min \begin{cases} \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ \min(0.9 \times d; 40cm) \\ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \end{cases} \Rightarrow S_t = \min \begin{cases} 89.71cm \\ 42.30cm \\ 22.083cm \end{cases}$$

- **Selon le RPA99**

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_1^{\min})$ (Art7.5.2.2)

. Poutres principales : $S_t \leq \min(12.5; 12)$ Soit : $S_t = 10cm$

. Poutres secondaires : $S_t \leq \min(11.25; 14.4)$ Soit : $S_t = 10cm$

- **Zone courante** : $S_t \leq h/2$ (Art7.5.2.2)

. Poutres principales : $S_t \leq h/2 = 50/2 = 25 \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$; Soit $S_t = 20\text{cm}$

. Poutres secondaires : $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; Soit $S_t = 20\text{cm}$

▪ **Vérifications des armatures transversales**

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2)

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.10\text{cm}^2 \leq 3.14\text{cm}^2$ Vérifiée.

V.2.3 Vérifications à l'ELU

1) Condition de non fragilité

Vérifications des armatures longitudinales

$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.98 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$ Tel que : $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right)$ (F.P.N) Art (A.5.1.1)

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant:

Tableau V-11 Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
Principales	319.099	1.93	3.33	Vérifiée
Secondaires	104.28	0.70	3.33	Vérifiée

$\tau_{bu} < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ Art (IV.1)

➤ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$ Art (IV.2)

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V-12 Vérification au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (MN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	14.04	319.099	196.170	9.17	- 4.15	Vérifiée
Secondaires	12.57	104.28	149.572	2.99	- 8.37	Vérifiée

V.2.4 Vérifications à l'ELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton.

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Zone	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Appuis	99.810	18.51	244886.36	7.54	Vérifiée
	Travées	64.806	18.16	236512.46	4.97	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	49.516	13.94	93083.58	7.41	Vérifiée
	Travées	36.343	13.12	29349.06	1.62	Vérifiée

M_{ser} : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

• Vérification de la flèche

Selon le **BAEL99** et **CBA93** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

$$\text{On a: } M_t = 0.75M_0 \Rightarrow \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75 \times M_0}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075$$

Tableau V-14 Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t cm	b cm	L cm	A_s cm ²	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	35	500	14.04	0.1	0.075	0.008	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	45	35	520	12.57	0.08	0.075	0.008	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.2.5 Schémas de ferrailages des Poutres

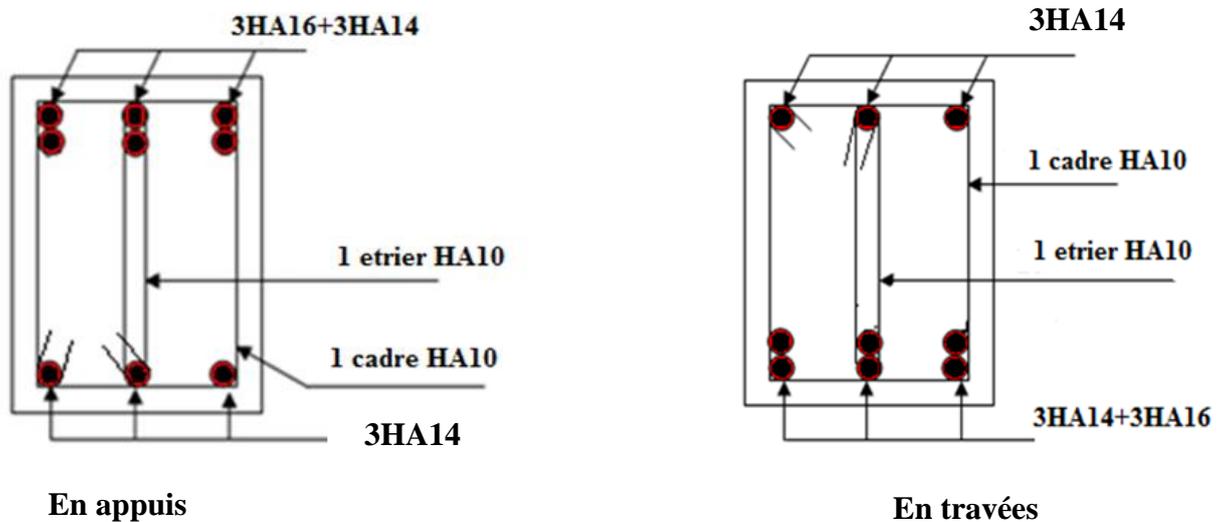


Figure V-5 Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage commercial

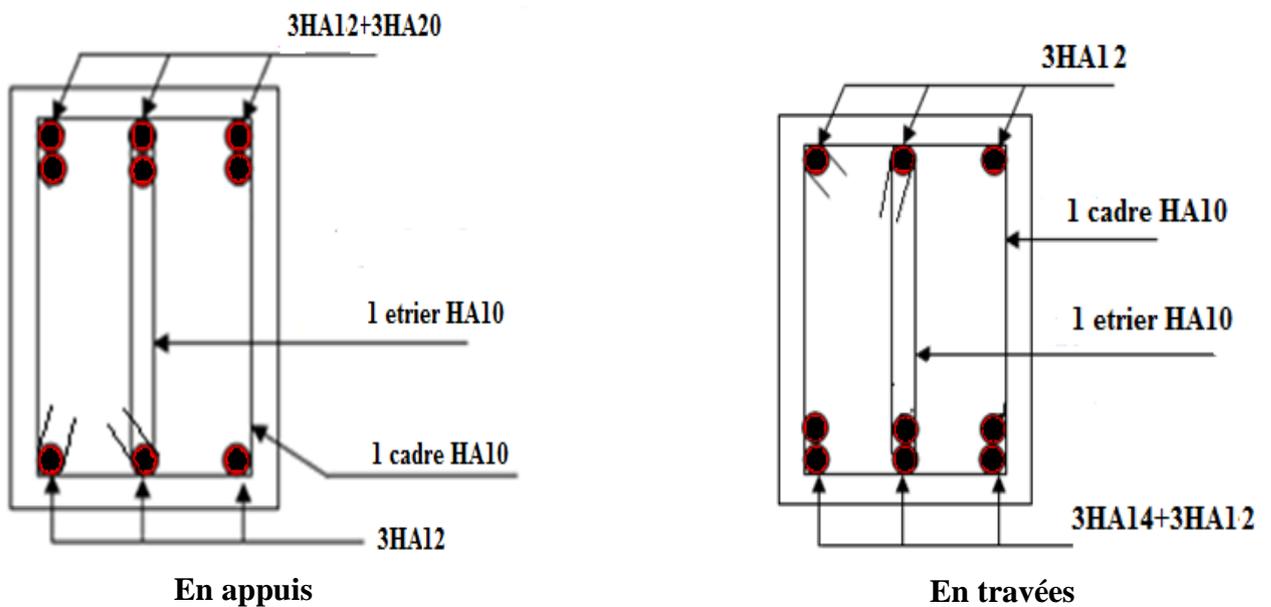


Figure V-6 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage commercial

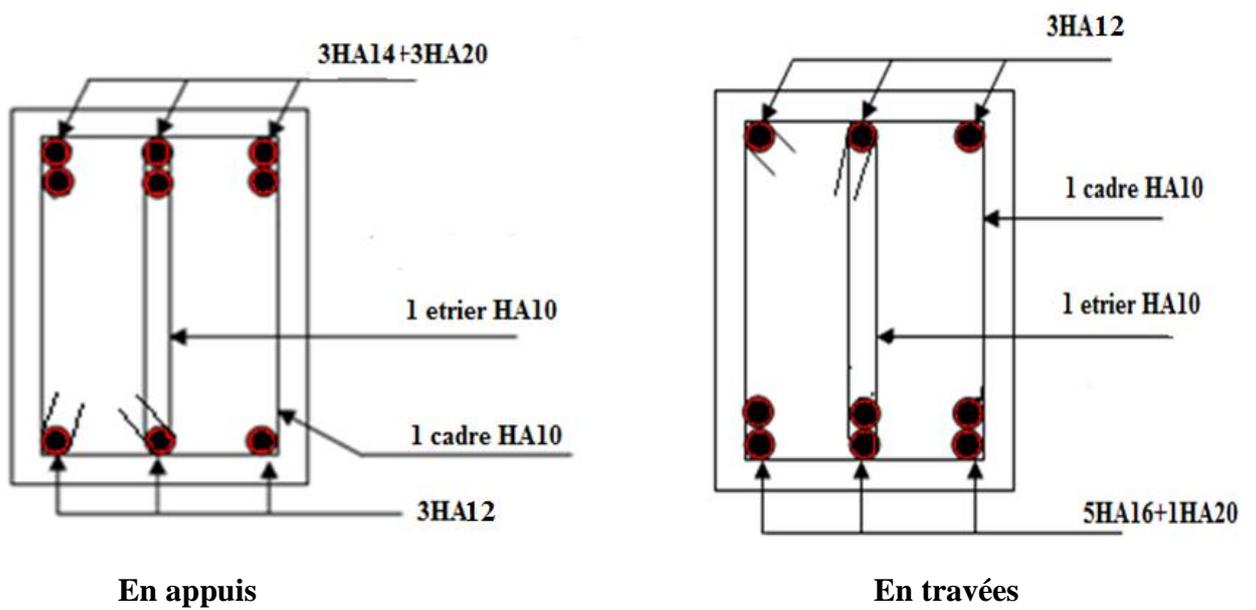


Figure V-7 Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage service

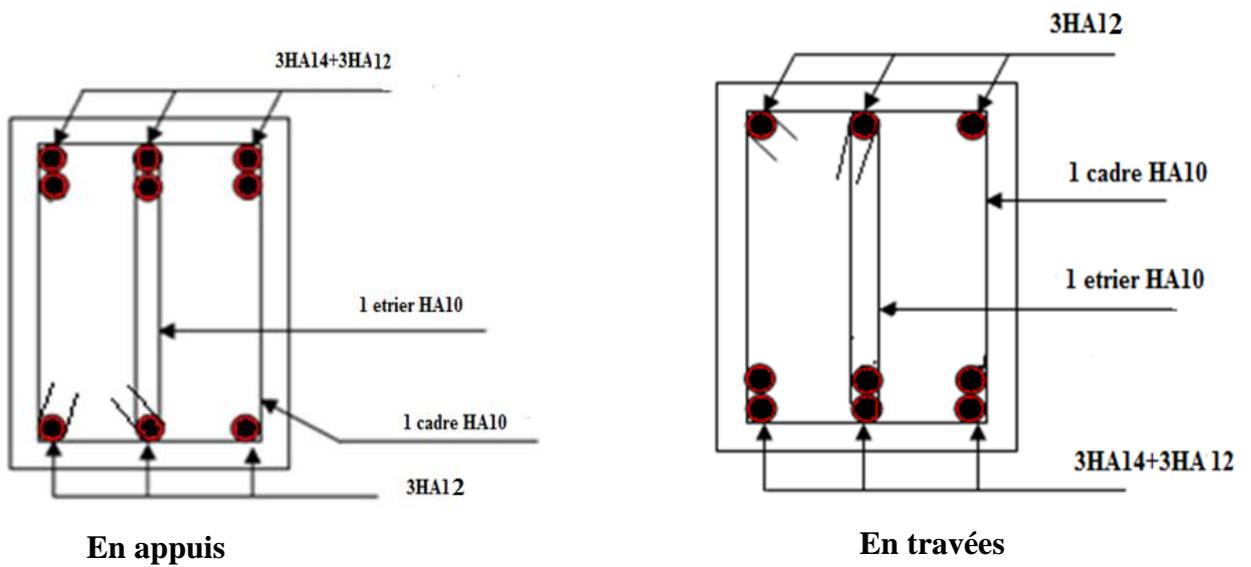


Figure V-8 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage service

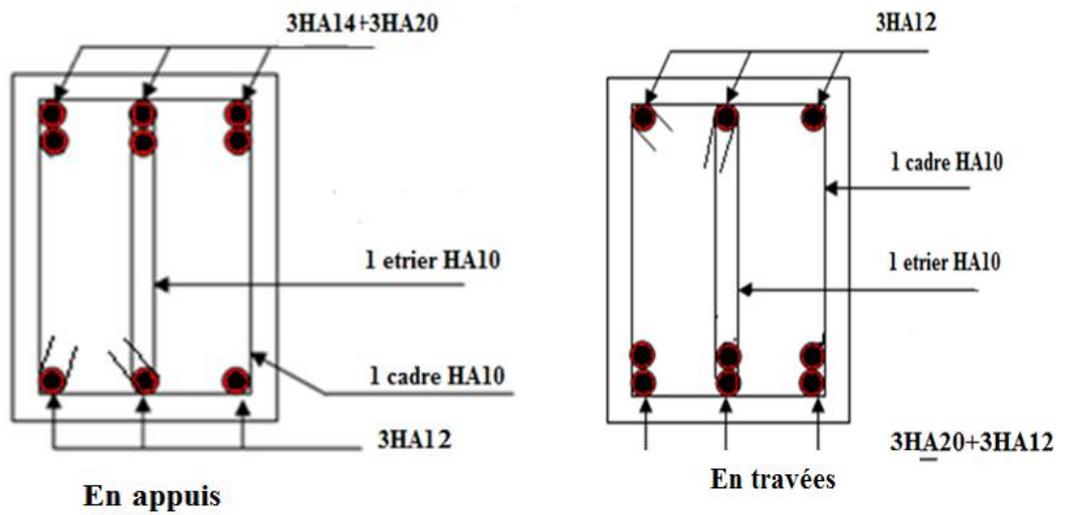


Figure V-9 Schémas de ferrailages de la poutre principale de RDC et étage courants

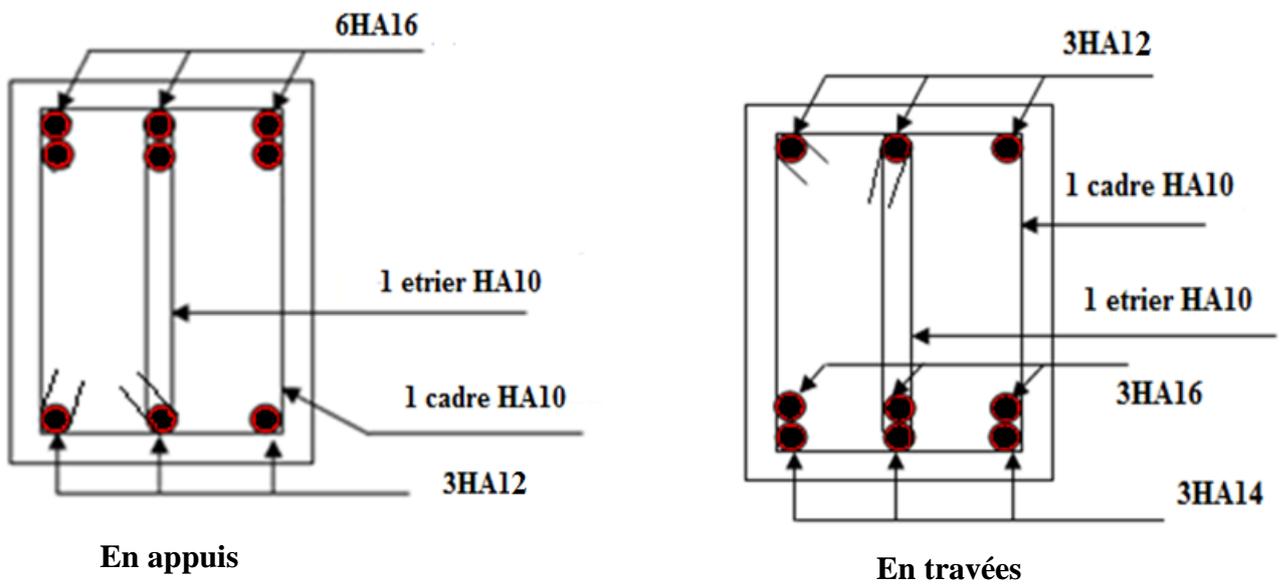


Figure V-10 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire de RDC et étage courants

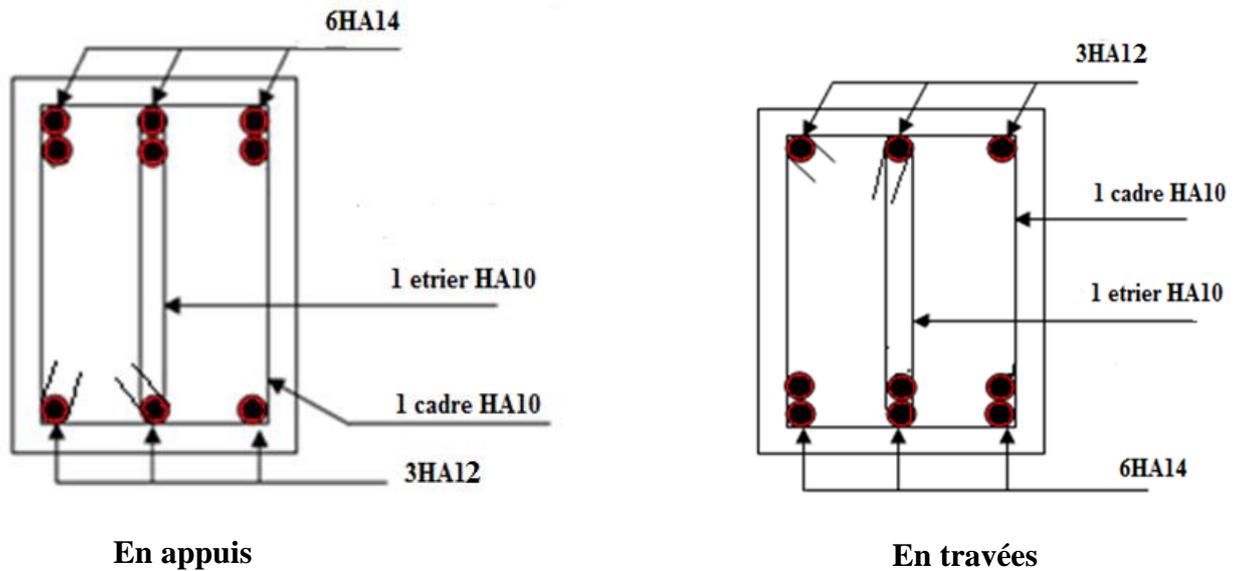


Figure V-11 Schémas de ferrailages de la poutre principale de la terrasse

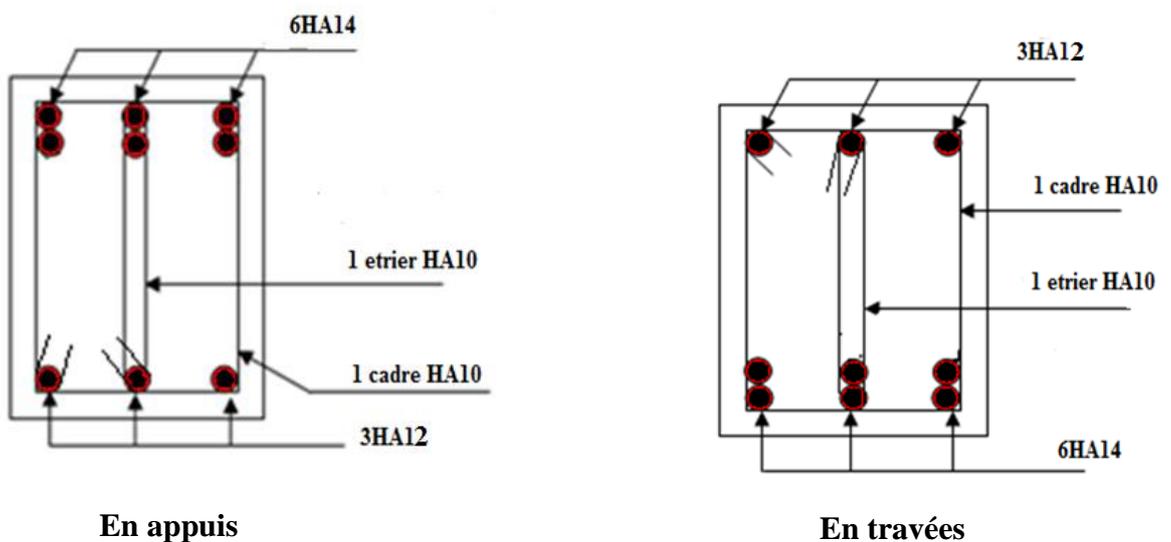


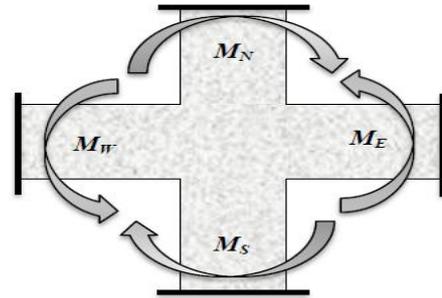
Figure V-12 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire de la terrasse

▪ Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03(Article 7.6.2)** Dans le but de permettre la formation des rotules plastique dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25. Ça consiste à vérifier la condition suivant, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

(Article 7.6.2) cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).



M_S : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_N : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_W : Moment résistant gauche de la poutre.

M_E : Moment résistant droite de la poutre.

Figure V- 13 Les moments sur en zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'armatures dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s}$ et $Z = 0.85 \times h$ avec $F_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa}$

Tableau V-15 Moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
E-Sol1, E-Sol2	65×60	0.552	41.21	791.23
RDC, 1erEtage	60×55	0.510	33.17	588.40
Etage 2-3	55×50	0.467	28.09	456.27
Etage 4-5	50×45	0.425	24.13	356.70
Etage 6-7	45×40	0.382	18.47	245.41

b) Détermination des moments résistant dans les poutres:

Tableau V-16 Moments résistants dans les poutres

Type	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Poutre principales	50×35	0.425	14.04	207.547
Poutre secondaires	45×35	0.382	12.57	167.017

c) Vérification des zones nodales :

Tableau V-17 Vérification des zones nodales dans différent étage

Niveau	plan	M _w =M _e (KN.m)	M _n =M _s (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	observation
E-Sol1	PP	207.547	791.23	517.50	1582.42	vérifiée
E-Sol2	PS	167.017	791.23	417.54	1582.42	vérifiée
RDC	PP	207.547	588.40	517.50	1176.80	vérifiée
1 ^{er} Etage	PS	167.017	588.40	417.54	1176.80	vérifiée
Etage 2-3	PP	207.547	456.27	517.50	912.54	vérifiée
	PS	167.017	456.27	417.54	912.54	vérifiée
Etage 4-5	PP	207.547	356.70	517.50	713.40	vérifiée
	PS	167.017	356.70	417.54	713.40	vérifiée
Etage 6-7	PP	207.547	245.41	517.50	590.82	vérifiée
	PS	167.017	245.41	417.54	590.82	vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3 ETUDES DES VOILES

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres, ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par des portiques.

V.3.1 Recommandation du RPA 99

a) Armatures verticales

RPA99/version2003 (art 7.7.4.1)

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.20\% \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

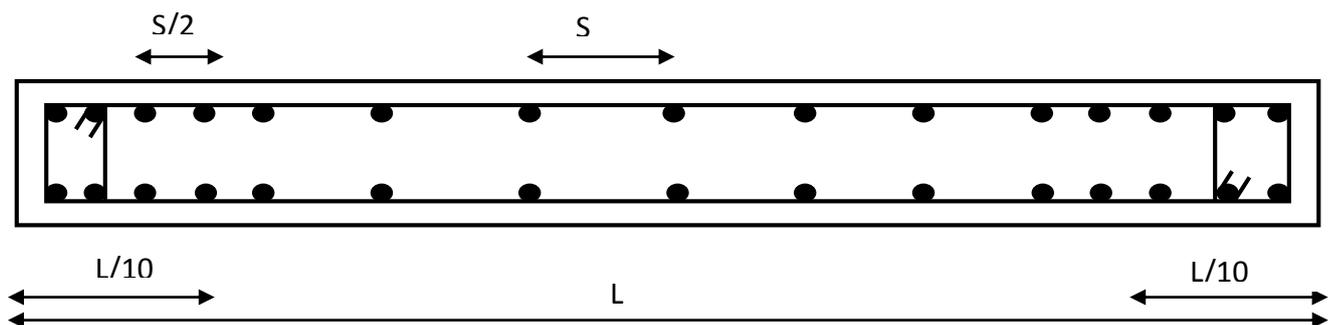


Figure V- 14 Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b) Armatures horizontales

RPA99/version2003 (art 7.7.4.2)

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour

empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ en plus des épingles sont prévus 4 par 1m^2 .

c) Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times l \dots\dots\dots \text{ dans la section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times e \times l \dots\dots\dots \text{ dans la zone courante.}$$

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Disposition des voiles

La figure suivante illustre les différents voiles qu'on a disposés dans le plan

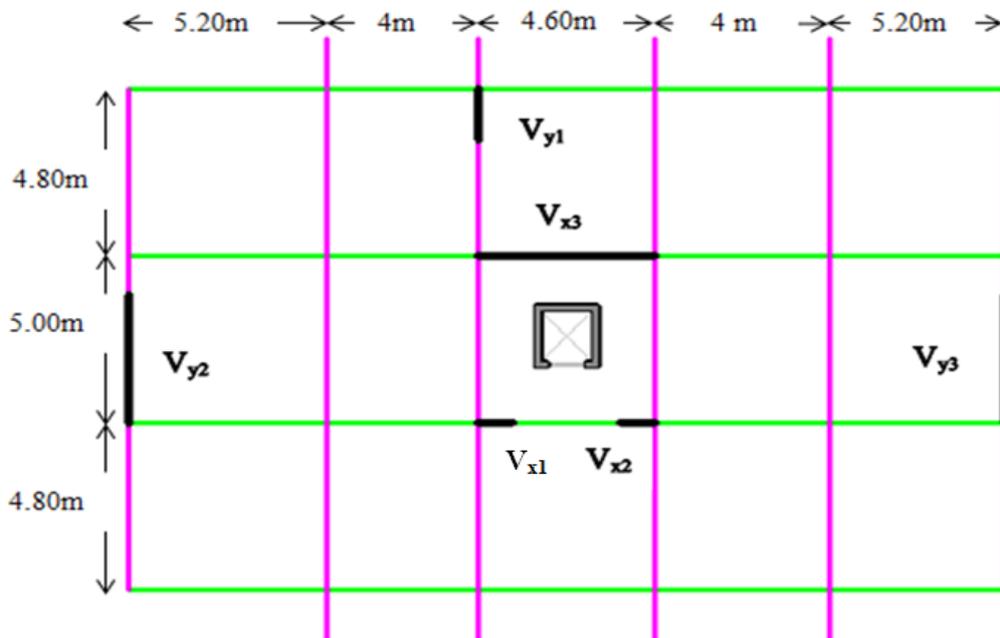


Figure V-15 Schéma de disposition des voiles

V.3.3 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée, ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} ; \text{ Et on prend le cas le plus défavorable de ce qui suit :}$$

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

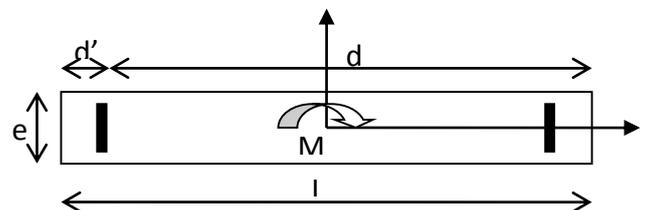


Figure V-16 Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures se fait en flexion composée pour une section $(b \times l)$.

A_v^{min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile, $A_v^{min} = 0.15\% \times b \times l$

$A_v^{min} / tend$: Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue

$$A_v^{min} / tend = 0.2\% \times b \times l_t$$

$A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

$$A_v^{min} / comp = 0.1\% \times b \times l_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement entre armatures.

A_h^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile, $A_h^{min} = 0.15\% \times b \times l$

A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature adoptée pour un mètre linéaire.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par un mètre linéaire.

l_t : longueur de la zone tendue, $l_t = \frac{1}{2} (1 - \frac{1}{6e_0})$ avec $e_0 = \frac{M}{N}$

l_c : longueur de la zone comprimée, $l_c = l - (2 \times l_t)$

V.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-18 Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'

voile	Ni veau	e	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vd(KN)
			N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M (KN.m)	
V_{x3}	E-Sol1, 2	0.2	3567.707	9.186	2697.095	7301.235	1707.235	678.292	1353.504
	RDC, E-courant	0.15	953.732	208.377	711.213	3809.969	517.546	156.782	286.828
V_{x1} = V_{x2}	E-Sol1	0.2	1060.452	73.670	710.168	334.364	453.01	314.369	143.794
	E-Sol2, RDC, E-Courant	0.15	224.711	485.729	309.05	121.630	74.510	1185.590	95.482

V.3.4 calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

A) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

- **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M,N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

$L = 4.6 \text{ m}$
 $d = 4.57 \text{ m}$
 $e = 0.20 \text{ m}$

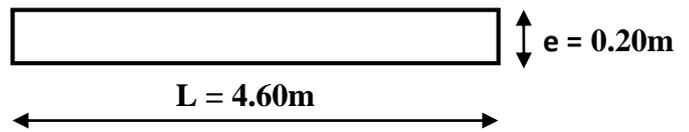


Figure V-17 Voile V_{x3}

$N_{max} = 3567.107 \text{ KN}$ (compression), $M_{cor} = 9.186 \text{ KN. m}$. (Combinaison Acc).

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_U}$$

$$e_G = \frac{9.186}{3567.107} = 0.002 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{4.60}{2} = 2.30 \text{ m.}$$

$e_G < \frac{L}{2}$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'. Il faut

vérifier la condition suivante :

$A \geq b$ (I)

$a = (0.337 \times L - 0.81 \times d') \times L \times e \times f_{bu}$

$a = (0.337 \times 4.6 - 0.81 \times 0.03) \times 4.6 \times 0.2 \times 14.2$

$a = 19.93 \text{ MNm.}$

$b = N_u \times (d - d') - M_{ua}$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 9.186 + 3567.107 \times \left(4.57 - \frac{4.60}{2} \right) = 8.106 \text{ MN.m}$$

$M_{ua} = 8.106 \text{ MN.m}$

$\Rightarrow b = 3567.107 \times (4.57 - 0.03) - 8106.51 = 8.088 \text{ MNm.}$

Alors la condition (I) et vérifier \Rightarrow la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la Flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8106.51 \times 10^{-3}}{0.20 \times (4.57)^2 \times 14.2} = 0.136$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.136}) = 0.183$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

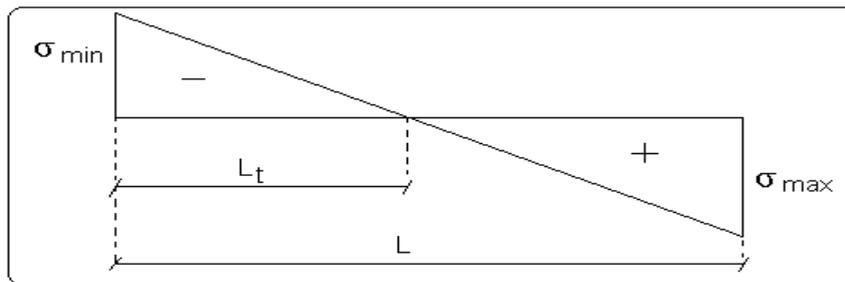
$$z = 4.57 \times (1 - 0.4 \times 0.183) = 1.690 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{8106.51 \times 10^{-3}}{4.235 \times 348} = 55 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 55 \times 10^2 - \frac{3567.107 \times 10^3}{348} = -4750.30 \text{ mm}^2 = -47.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{3567.107 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.6} + \frac{9.186 \times 10^{-3}}{1.6222} \times 2.21 = 3.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3567.107}{0.2 \times 4.6} - \frac{9.186 \times 10^{-3}}{1.622} \times 2.21 = 3.86 \text{ MPa}$$

$$L_t = 2.29 \text{ m}$$

• **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 1353.504 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 1353.504 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.57} = 2.073 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times 0.2 \times 0.2 = 0.60 \text{ cm}^2$$

B) Calcul sous M_{\max} et N_{cor}

$$M_{\max} = 7301.235 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = 2697.095 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$e_G = 2.70 \text{ m} > (L/2) = 2.3 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - L/2) = 7301.235 + 2697.095 \times (4.57 - 2.30) = 13423.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = 13423.64 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.226 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.324 \rightarrow z = 3.977 \text{ m} \rightarrow A_l = 96.99 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 19.48 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t**

$$\sigma_{\max} = 5.947 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 0.242 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.179 \text{ m}$$

C) Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

$$N_{\min} = 1707.235 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 678.292 \text{ KN.m (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

- **Armatures verticales :**

$$e_G = 0.397 \text{ m} < (L/2) = 2.30 \text{ m.}$$

$$a = 95.94$$

$$M_{uA} = 678.292 + 1707.235 \times \left(4.57 - \frac{4.60}{2}\right) = 4553.71 \text{ KN.m}$$

$$b = 3197.13$$

$a < b \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = 4553.71 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.076 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.098 \rightarrow z = 4.390 \text{ m} \rightarrow A_l = 29.80 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -19.25 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t**

$$\sigma_{\max} = 2.70 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 1.00 \text{MPa}$$

$$L_t = 1.24 \text{m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile V_{x1}

$$A_v \geq 19.48 \text{cm}^2$$

$$A_H \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérifications**

$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 17.9 = 0.716 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone tendue par le RPA).

$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (460 - 2 \times 17.9) = 8.48 \text{cm}^2$. (A_{\min} en zone comprimée par le RPA).

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 460 = 13.8 \text{cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} \geq 0.716 \text{cm}^2. \quad A_{v(ZC)} \geq 8.48 \text{cm}^2$$

On opte pour : 10HA16 = 20.11 cm² (Schéma ferrailage Figure V-17)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x3} dans les autres niveaux :

Tableau V-19 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	E-Sol 1 et 2	Etages courants
Section (m²)	0.2×4.60	0.15×4.60
M(KN)	7301.235	3809.9698
N(KN)	2697.095	711.213
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	1353.504	286.828
τ(MPa)	0.51	0.58
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm²)	19.48	16.05
A_v^{\min} (cm²)	13.80	10.35
A_v^{adop} (cm²)	20.11	16.84

N^{bre} /par face	10HA16	4HA12+8HA14
St (cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.59	0.625
A_h^{min} (cm ²)	0,60	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	3.08	2.26
N^{bre} /par plan	2HA14	2HA12
St (cm)	20	20

Tableau V-20 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x1} , V_{x2} dans les autres Niveaux

Niveau	E-Sol 1	E-Sol 2 Etage courant
Section (m²)	0.2x90	0.15x90
M(KN)	314.37	309.05
N(KN)	453.01	121.63
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	143.794	95.482
τ(MPa)	0.684	0.768
$\bar{\tau} = 0.2f_{ct28}$(MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	6.27	10.14
A_v^{min} (cm ²)	4.5	2.025
A_v^{adop} (cm ²)	7.85	11.31
N^{bre} /par face	10HA10	10HA12
St(cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.67	0.82
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26

N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12
S_t (cm)	20	20

Tableau V-21 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	E-Sol 1	E-Sol 2 Etage courant
Section (m ²)	0.2×1.50	0.15×150
M(KN)	506.75	710.01
N(KN)	1242.083	352.135
section	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	149.765	53.141
τ (MPa)	0.713	0.063
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.42	11.25
A_v^{min} (cm ²)	4.5	3.375
A_v^{adop} (cm ²)	14.58	12.32
N^{bre} /par face	8HA14+2HA12	8HA14
S_t (cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.89	0.59
A_h^{min} (cm ²)	0.06	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12
S_t (cm)	20	20

Tableau V-22 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{y2} , V_{y3} dans tous les niveaux

Section (m ²)	0.20×3.80
M(KN)	1665.4688
N(KN)	533.573
section	Partiellement comprimée
V (KN)	453.31
τ (MPa)	0.053
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.61

A_v^{\min} (cm ²)	11.40
A_v^{adop} (cm ²)	13.56
N^{bre} /par face	12HA12
S_t (cm)	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.75
A_h^{\min} (cm ²)	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57
N^{bre} /par plan	2HA12
S_t (cm)	20

V.3.4 Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui (V_{x3}) comme exemple

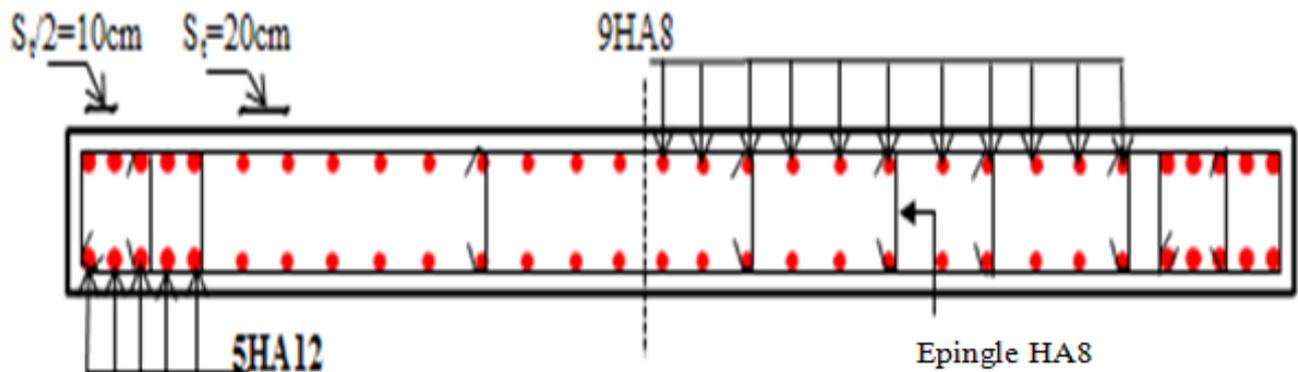


Figure V-18 Schéma de ferrailage du voile V_{x3} au niveau de l'entre-sol 1 et 2

CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 14) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.



CHAPITRE VI

INTRODUCTION

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 CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

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 2.0 bar à une profondeur de 3 m. **Annexe 5**

VI.2 COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDERER

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1). $G + Q \pm E$
- 2). $0.8 \times G \pm E$

VI.3 ETUDE DES FONDATIONS

- **Le choix de fondation :[2]**

On adopte le choix de fondation selon les deux conditions ci-dessus :

$$\frac{S_{\text{radier}}}{S_{\text{batiment}}} \leq 0.8 \rightarrow \text{Semelle filante ou semelle isolée.}$$

$$\frac{S_{\text{radier}}}{S_{\text{batiment}}} \geq 0.8 \rightarrow \text{Radier général}$$

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{62.216}{0.20} = 311.08m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 351 m^2$.

On voit bien que $S_{cal} = 0.88 S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général nervurée.

VI.3.1 Radier général : Le radier travaille comme un plancher renversé.

a) Dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage**

h_r : hauteur des nervures.

h_t : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.20m$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} = 26cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 52cm.$$

– **Condition de rigidité**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1)$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[3]{\frac{4.E.I}{K.b}} \dots\dots\dots(2)$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots \dots \dots (3)$$

$$\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 67.07 \text{ cm}$$

Donc : $h_t \geq 67.07 \text{ cm}$.

– Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{62216.271 \times 5.20}{2 \times 311.08} \times 1 = 520.00 \text{ KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.44 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 45 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.
-

b) Les vérifications

- Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_u : effort normal sur le poteau.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (65×60) cm^2 , le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$A = a + h = 0.65 + 0.80 = 1.45m \Rightarrow U_c = 5.7m$$

$$B = b + h = 0.60 + 0.80 = 1.40m$$

$$\Rightarrow N_U = 3.23MN \leq 0.045 \times 5.7 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.42MN \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Sens xx**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N: L'effort normal du aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 5964.93m^4 \text{ et } X_g = 11.5 \text{ m.}$$

$$I_Y = 14803.18m^4 \text{ et } Y_g = 7.3m.$$

$$M_X = 4760.07KN.m, M_Y = 4655.87KN.m.$$

$$N = 62216.271 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.203MPa.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.196MPa.$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.201MPa \geq \overline{\sigma_{sol}}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

- **Sens yy**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0.205MPa.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0.194MPa.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.202MPa \geq \overline{\sigma_{sol}} = 0.20MPa$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

On voit que la contrainte moyenne selon les deux sens est supérieure à la contrainte de sol, donc il faut augmenter la section de radier.

Soit $S_{radier}=315m^2$.

- Sens x-x : $\sigma_{moy}=0.199MPa \leq 0.20MPa$.
- Sens y-y : $\sigma_{moy}=0.200MPa \leq 0.20MPa$.

• **Vérification de la poussée hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s= 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w= 10KN/m^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad}= 315m$ (surface du radier).

$H = 4.08m$.

$N=62216.271 KN > 1.15 \times 10 \times 4.08 \times 315 = 14779.8 KN$Condition Vérifiée.

c) Ferrailage du radier:

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau ci-après le plus défavorable soit le panneau et on optera le même ferrailage pour tous le radier de dimension $L_x = 5.00 m$, $L_y = 5.20m$. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.45 = 11.25KN / m^2 .$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0$$

$$q_u = \frac{62216.27}{381.72} + 1.35 \times 11.25 = 178.17KN / m^2 .$$

$$q_s = \frac{N_u}{S_{rad}} + G_0 = 174.23KN / m^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

▪ L'ELU : $\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$

Annexe2

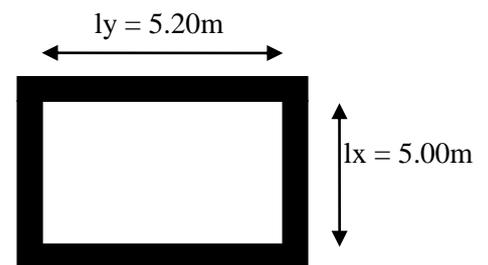


Figure VI-1 Panneau de dalle

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 178.61 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 162.39 \text{ KNm}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 151.81 \text{ KN.m.} \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 138.72 \text{ KN.m.} \end{cases} \quad \text{Art (IV.3)}$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 89.30 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.45) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 Résumé des résultats du ferrailage

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ² /m)	Choix par (m)	St (cm)
travée	X-X	151.81	11.21	3.26	12.06	6HA16	20
travée	Y-Y	139.07	9.64	3.10	10.65	3HA14+3HA16	20
appui	X-X	89.30	6.49	3.26	6.79	6HA12	20
	Y-Y						

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\text{Sens } xx : S_t \leq \min(3 \times h_r; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens } yy : S_t \leq \min(4 \times h_r; 45) = 45 \text{ cm.}$$

Art (II.1.3)

Or, d'après notre choix des armatures dans les deux sens xx et yy ; nous avons :

$$\begin{cases} \text{Sens // } xx : S_t = 20 \text{ cm.} \\ \text{Sens // } yy : S_t = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = \max \begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 296.95 \text{ KN.} \\ V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 300.96 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{300.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.42} = 0.71 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

▪ **L'ELS** : $\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$ **Annexe2**

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 206.46 \text{KN.m}$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 193.76 \text{KN.m}$

➤ **En travée** : $\begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 176.75 \text{KN.m} \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 164.70 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ **En appui** : $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 103.23 \text{KN.m}$

✓ **Vérification à l'ELS**

▪ **En travée** :

On doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa} \end{cases}$

• **Sens x-x**

$A = 12.06 \text{cm}^2$; $M_{ser} = 176.75 \text{KNm}$; $y = 11.07 \text{cm}$; $I = 253479.27 \text{cm}^4$

$\sigma_b = 7.71 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$

$\sigma_s = 355.62 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \dots \text{Non vérifiée.}$

• **Sens y-y**

$A = 10.65 \text{cm}^2$; $M_{ser} = 164.70 \text{KNm}$; $y = 9.98 \text{cm}$; $I = 196922.277 \text{cm}^4$

$\sigma_b = 8.34 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$

$\sigma_s = 401.7 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \dots \text{Non vérifiée.}$

▪ **En appui** :

$A = 6.79 \text{cm}^2$; $M_{ser} = 103.23 \text{KNm}$; $y = 8.6 \text{cm}$; $I = 156220.906 \text{cm}^4$

$\sigma_b = 5.68 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \text{vérifiée.}$

$\sigma_s = 360.00 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \dots \text{non vérifiée.}$

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-2 Vérification des contraintes

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	6HA20	18.85	13.37	362545.180	6.51	231.32	20
	yy	6HA20	18.85	12.84	311004.38	6.79	231.32	20
Appui		6HA14	9.24	10.51	229265.385	4.73	232.94	20

On déduit que : $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ donc les contraintes sont vérifiées.

d) Schéma de ferrailage

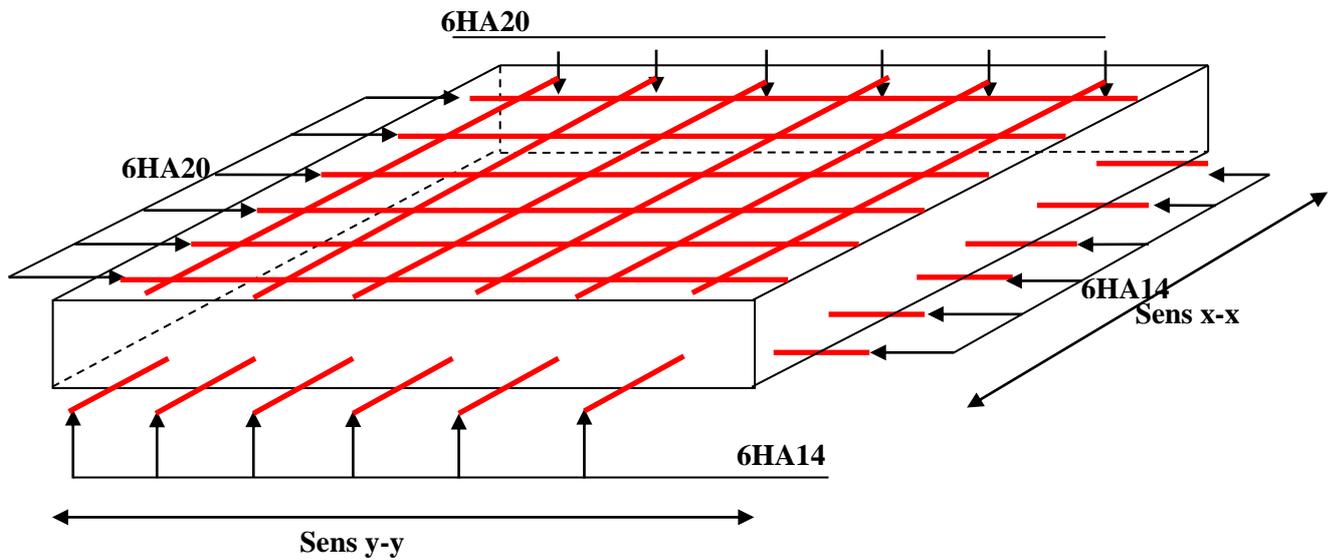


Figure VI-2 Schéma de ferrailage de radier

VI.3.2 Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

A. Dimensionnement de la nervure

Art (A.4.1.3)

$h=0.80\text{ m}$

$h_0=0.45\text{m}$

$b_0=0.65\text{m}$

$d=0.75\text{m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3.7}{10}; \frac{4.5}{2}\right)$

soit : $b_1 = 0.5\text{m}$.

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.65\text{m}$.

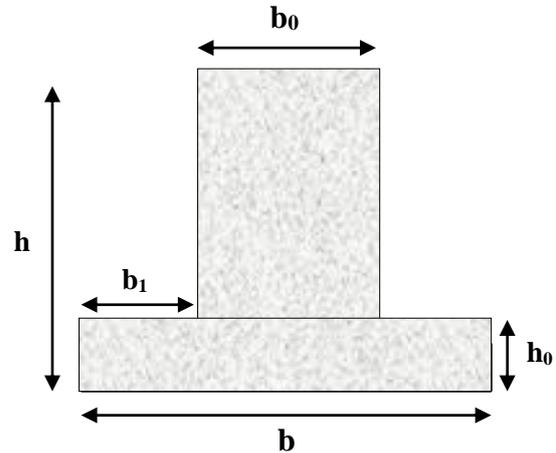


Figure VI-3 Section à ferrailer

B. Charges sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

On a $\rho > 0.4$, donc les charges équivalente sont comme suit:

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

P_m : charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant que la charge réelle.

q_u : charge de la dalle.

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \text{ et } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Nous montrons sur les figures suivantes un exemple de la répartition des charges :

- Sens x-x

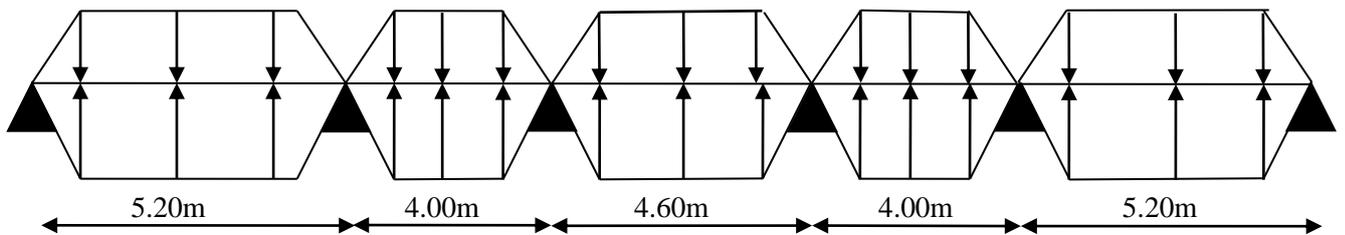


Figure VI-4 Poutre sous charges trapézoïdales

• Schéma statique équivalent :

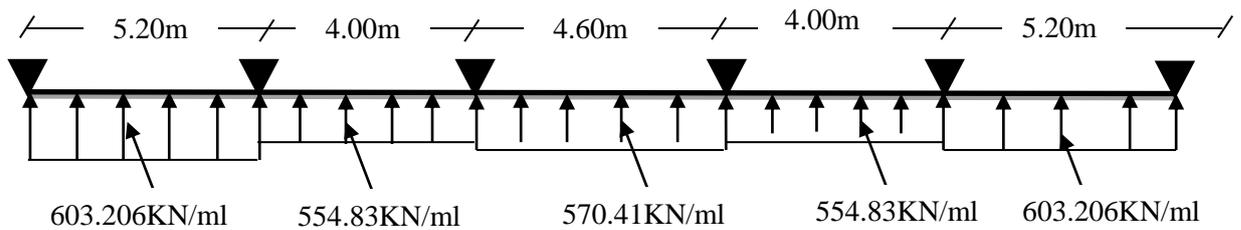


Figure VI-5 Schéma statique équivalent selon sens x-x

- Sens y-y

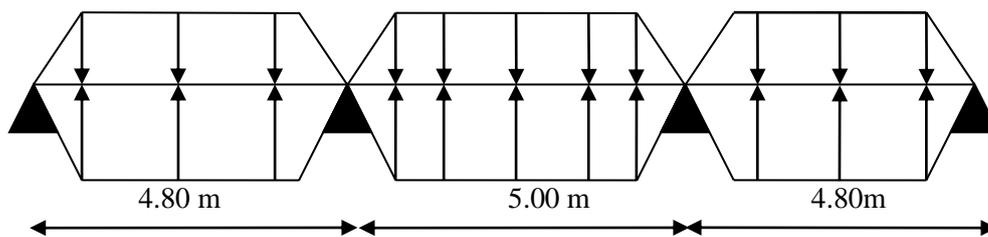


Figure VI-6 Poutre sous charges trapézoïdales

- Schéma statique équivalent :

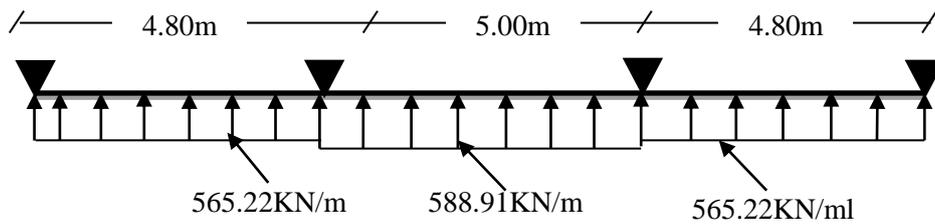


Figure VI-7 Schéma statique équivalent selon sens y-y

C. Charges équivalentes et sollicitations sur les nervures

Les charges équivalentes et sollicitations sur les nervures sont illustrées sur les exemples suivants :

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 Résumé des résultats du ferrailage

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	603.206	21.02	5HA25=24.54
	Appui	1206.412	43.51	10HA25=49.09
y-y	Travée	588.91	20.54	5HA25=24.54
	Appui	1177.82	42.41	10HA25=49.09

✓ Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 10.26cm^2 \dots\dots\dots Vérifiée.$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Tableau VI-4 Vérification de l'effort tranchant

Sens	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Sens Y-Y	873.033	1.02	2.5	Vérifiée
Sens X-X	801.765	0.94	2.5	Vérifiée

✓ Vérification à l'ELS

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 Vérification des contraintes

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (Mpa)
Travées	x-x	603.206	24.54	28.98	2174284.699	8.04	15	233	240
	y-y	1206.412	49.09	43.50	4011941.287	13.08	15	188	240
En app	x-x	588.91	24.54	28.98	2174284.699	7.84	15	227	240
	y-y	1177.82	49.09	43.50	4011941.287	12.77	15	183	240

- Armatures transversales

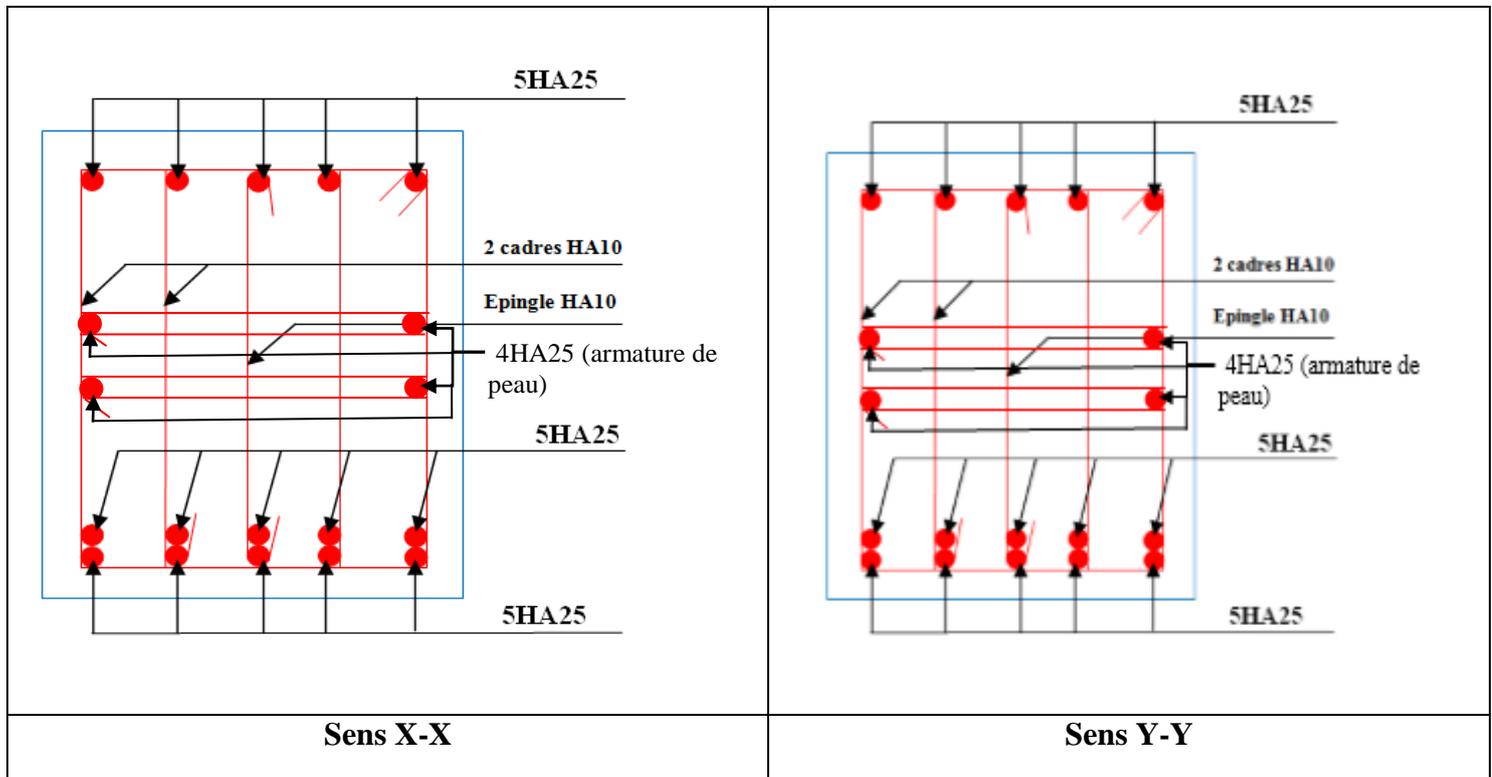
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{800}{35}; \frac{650}{10}; 20\right) = 20mm \quad ; \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

• Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{850}{4}; 12; 25\right) = 12cm \quad ; \text{ Soit } S_t = 10cm.$$

D. Schémas de ferrailage

Figure VI-8 schéma de ferrailage des nervures⁴



VI.3.3 Etude du mur adossé

Afin de soutenir la poussée des terre et d'obtenir un bon comportement de la structure on a prévu un voile adossé en béton armée au lieu d'un voile périphérique qui bloque le comportement des poteaux du sous-sol. Il est armé avec un double quadrillage d'armatures.

Le voile doit jouir des caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur trois côtés et encastrée à sa base.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.3.3.1 Caractéristiques des voiles

Hauteur $h = 4.08$ m.

Epaisseur $e = 20$ cm.

Longueur $L = 5.20$ m

VI.3.3.2 Caractéristiques du sol

Poids spécifique : $\gamma = 19.5$ KN/m³.

Angle de frottement : $\varphi = 24^\circ$

VI.3.3.3 Méthode de calcul

Le voile adossé est considéré comme un ensemble de panneaux de dalle encastré à sa base et appuyé sur les trois autres côtés, sollicité par la poussée des terres et une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/m²

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 19.5$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 24^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.42$

$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.42$

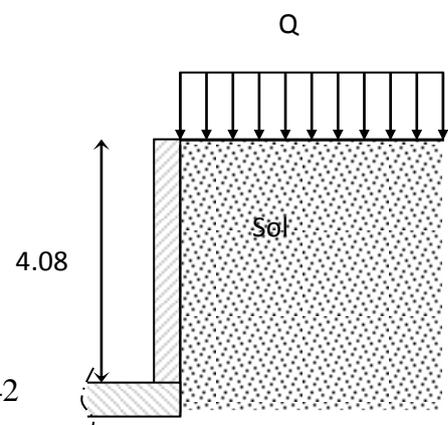


Figure VI-9 Voile adossé

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

➤ **Sollicitations**

a. Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \times \gamma \times h \Rightarrow p_1 = 0.42 \times 19.5 \times 4.08 = 33.41 \text{KN} / \text{m}^2 .$$

b. Charge due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \times Q = Q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow p_2 = 0.42 \times 10 = 4.2 \text{KN} / \text{m}^2 .$$

VI.3.3.4 Ferrailage

❖ **Calcul à l'ELU**

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 51.40 \text{ KN/m}$$

C : est négligeable

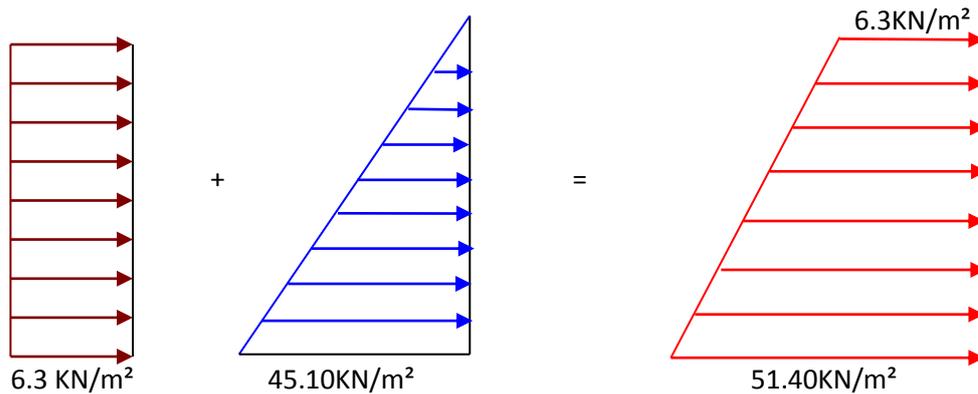


Figure VI-10 Diagramme des contraintes

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile adossé se calcule comme un panneau de dalle sur trois appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 4.08 \text{ m.} \\ l_y = 5.20 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \\ e_p = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 40.125 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 40.125 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho_g = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 > 0.4 . \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

▪ L'ELU : $\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$ Annexe2

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 39.00 KNm$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 21.87 KNm$

➤ En travée : $\begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 33.15 KN.m. \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 18.59 KN.m. \end{cases}$ Art (IV.3)

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -19.5 KN.m.$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.20) m^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-6 Section des armatures du mur adossé

Sens		M (kN.m)	A (cm ² /ml)	choix	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	x-x	33.15	5.85	6HA14	9.24	20
	y-y	18.59	3.21	5HA12	5.65	20
En appui	y-y	19.5	3.37	5HA12	5.65	20

• **Les espacements**

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• **Condition de non-fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.77 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration nuisible).

On a :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{40.125 \times 5.2}{2} = 104.32 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{104.32}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.613 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul à l'ELS**

$$\sigma_{\min} = p_2 = 4.2 \text{KN} / \text{m}^2; \quad \sigma_{\max} = p_2 + p_1 \Rightarrow \sigma_{\max} = 33.41 + 4.20 \Rightarrow \sigma_{\max} = 37.61 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$P_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27.76 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 40.69 \text{KNm}$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 27.83 \text{KNm}$

➤ **En travée :** $\begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 33.15 \text{KN.m} \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 18.59 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{Art (IV.3)}$

➤ **En appui :** $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 19.57 \text{KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 7.79 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 236 \text{MPa}$$

Tableau VI-7 Vérification des contraintes pour mur adossé

		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	33.15	5.62	23897.679	7.79	15	236	240	Vérifiée
	Y-Y	18.59	5.03	16385.17	5.70	15	203	240	Vérifiée
Appuis	X-X	19.50	5.03	16385.17	5.98	15	213	240	Vérifiée

- **Schéma de ferrailage du mur adossé**

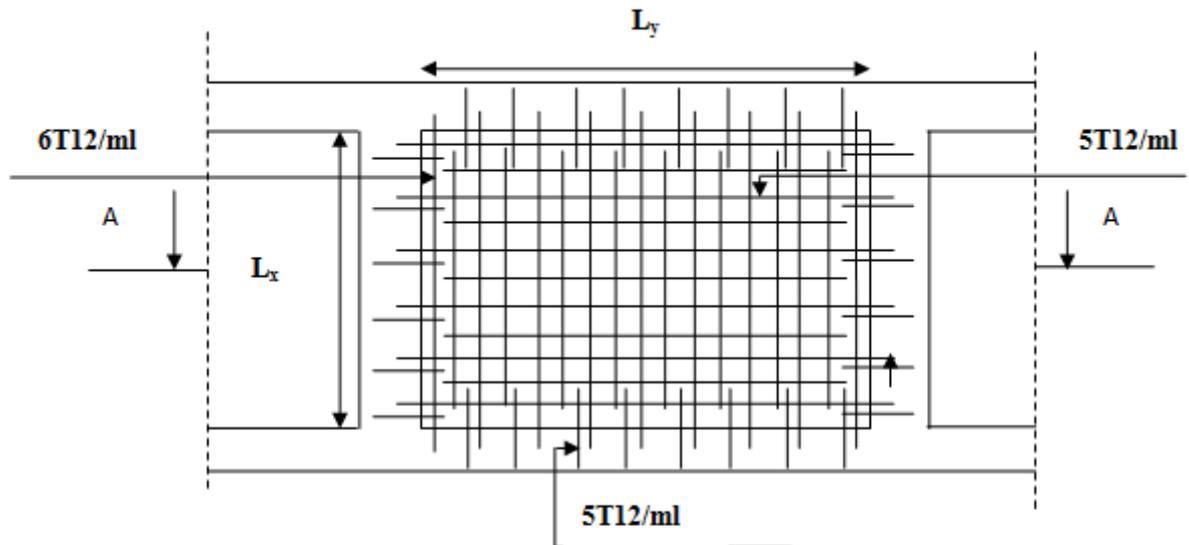


Figure VI-11 Schéma de ferrailage du mur adossé

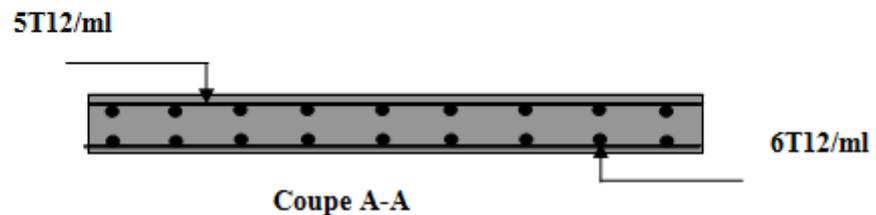


Figure VI-12 La coupe A-A du mur adossé

CONCLUSION

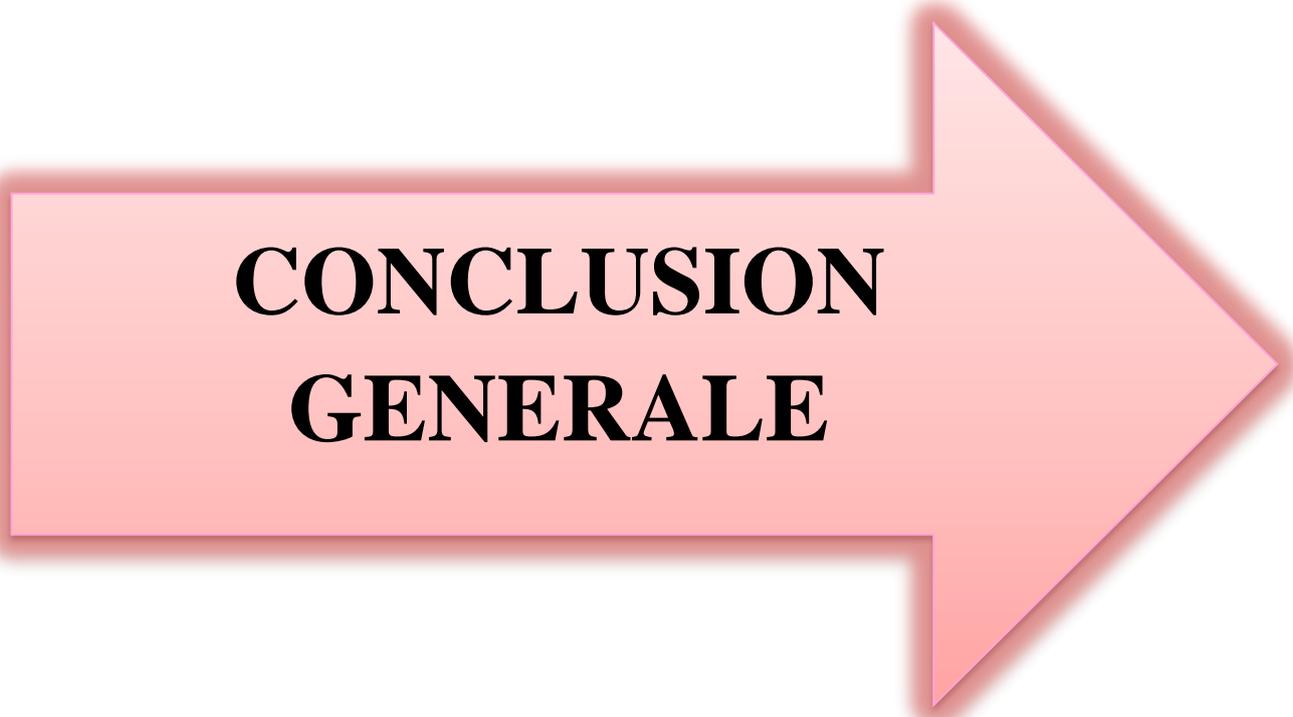
L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul de rapport des deux surfaces (radier ; bâtiments).

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Le calcul du mur adossé a aussi fait l'objet de ce chapitre. Notre voile est en fait un mur qui reprend comme charges uniquement les poussées des terres. Il a été calculé comme des panneaux de dalle pleine délimitée par le système poteau-poutre de la structure. Notre voile s'est ferrailé avec un ferrailage minimum.



**CONCLUSION
GENERALE**

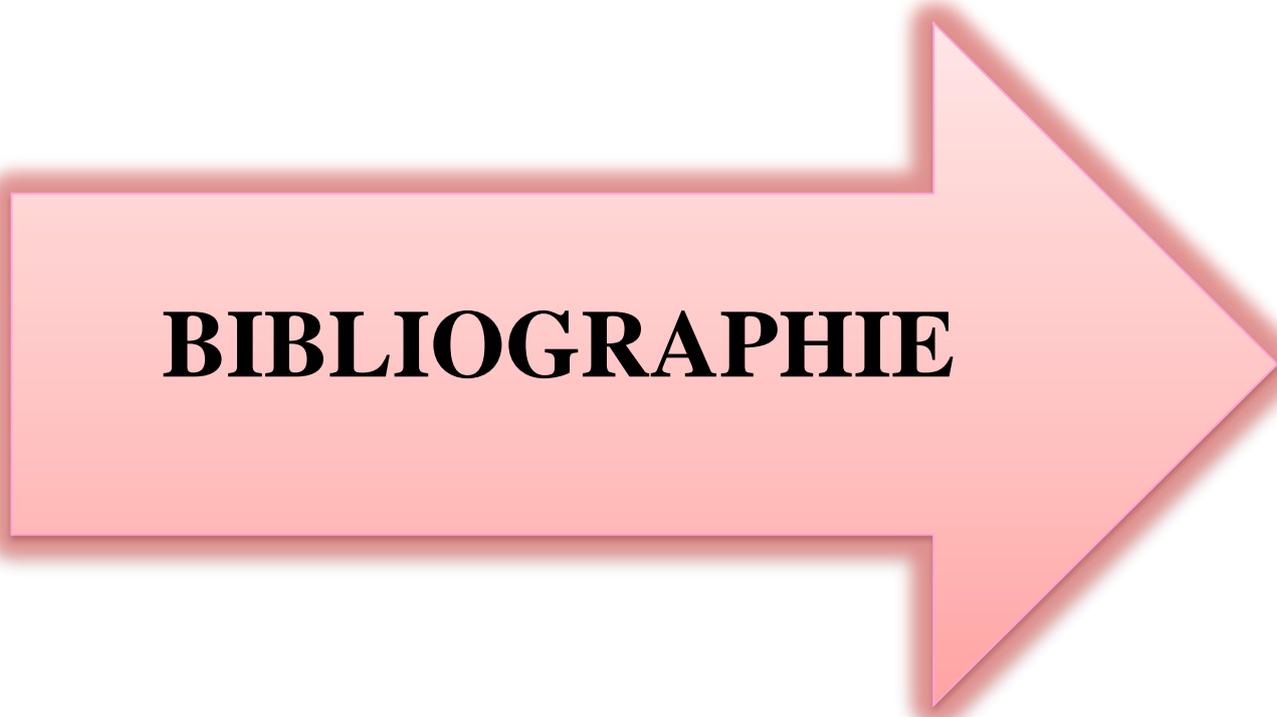
Conclusion Général

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14. Et d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et limiter les effets de torsion (moment de torsion), il faut essayer de rapprocher dans la mesure du possible le centre de torsion du centre de gravité de la structure (réduire l'excentricité), on a donc testés plusieurs dispositions de voiles dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure un certain nombre de conclusions ont été tirées, à savoir :

- les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La présence des escaliers augmente davantage la période de vibration.
- la résistance et l'économie sont deux facteurs très importants qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère de coupe-feu et l'isolation phonique.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, des portiques ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

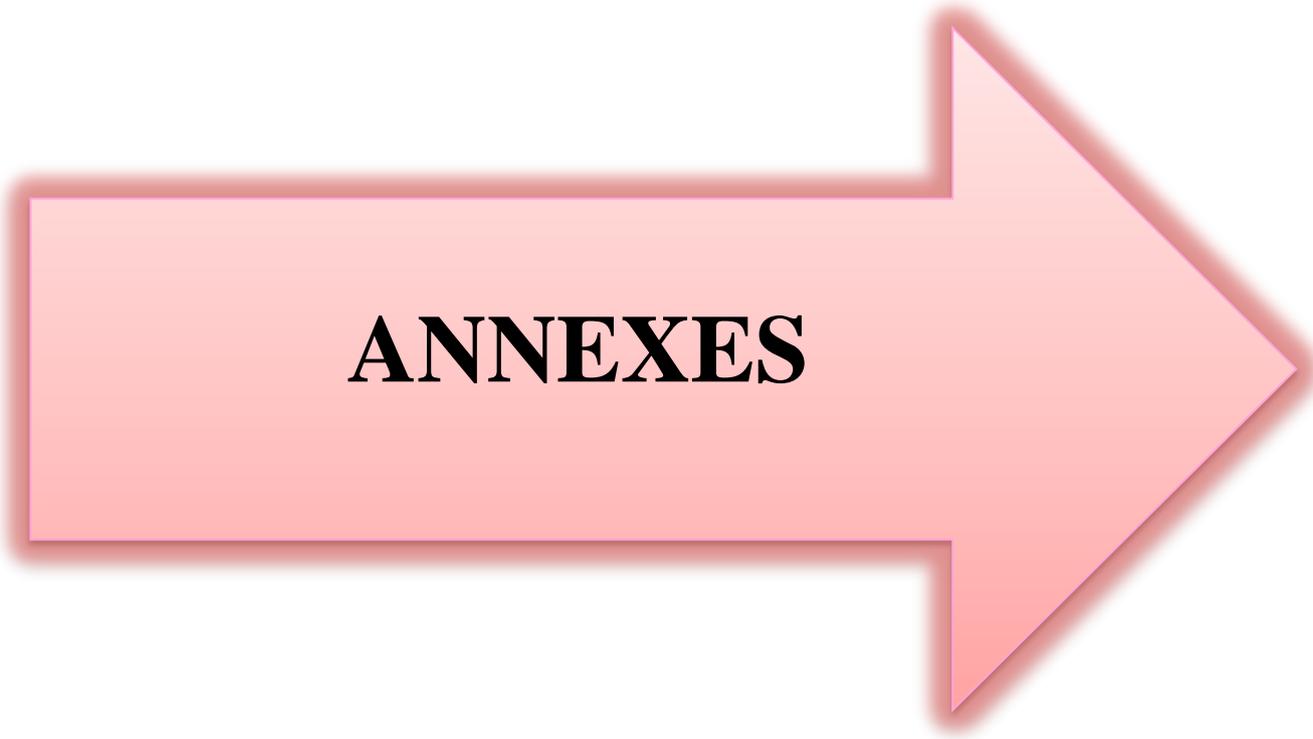
Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre surtout du côté de la pratique dans nos futures postes de travail, cependant, l'expérience et la recherche de la solution optimal nous fera toujours aboutir.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition Décembre 1993.
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- [1] : Mémoires de Mr AFROUN Nabil encadré par Mr A.Boukellouda(2012/2013).
- [2] : Mémoires de YOUCEF KHODJA Sofiane encadré par M^{me}CHIKHAMER(2011/2012)

A large, light red arrow with a darker red outline, pointing to the right. The word "ANNEXES" is written in bold, black, serif capital letters in the center of the arrow's shaft.

ANNEXES

Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
TD 2		31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. Figurent en italique les valeurs du fascicule de documentation P 82-208. (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105. c'est-à-dire en prenant en compte le facteur de puissance et le rendement.

(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse), TD 2 = Transatron Gedussa (variation de tension sans treuil).

Caractéristiques générales

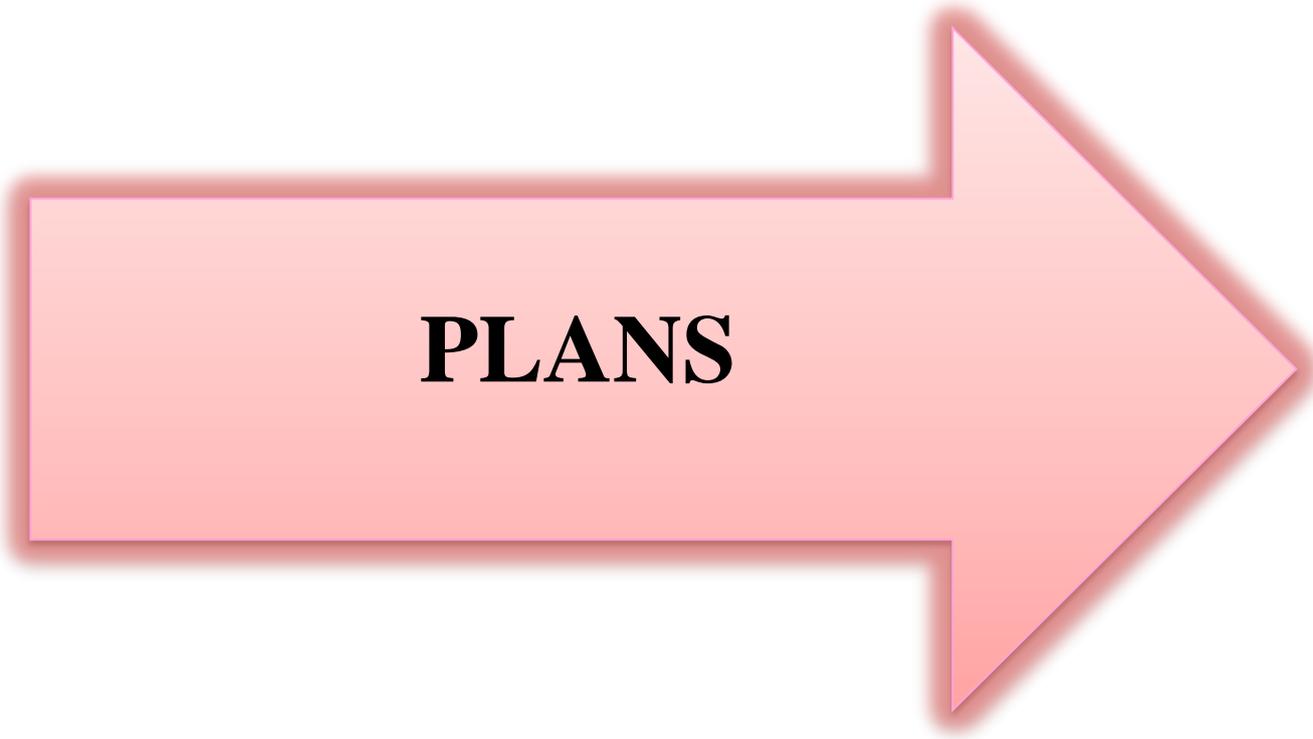
Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	32000	12000	2500
530	260	500	240	160 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	38000	18000	5000
590	260	520	280	230 x 140	♣	♣	♣	♣	♣	38000	19500	7000

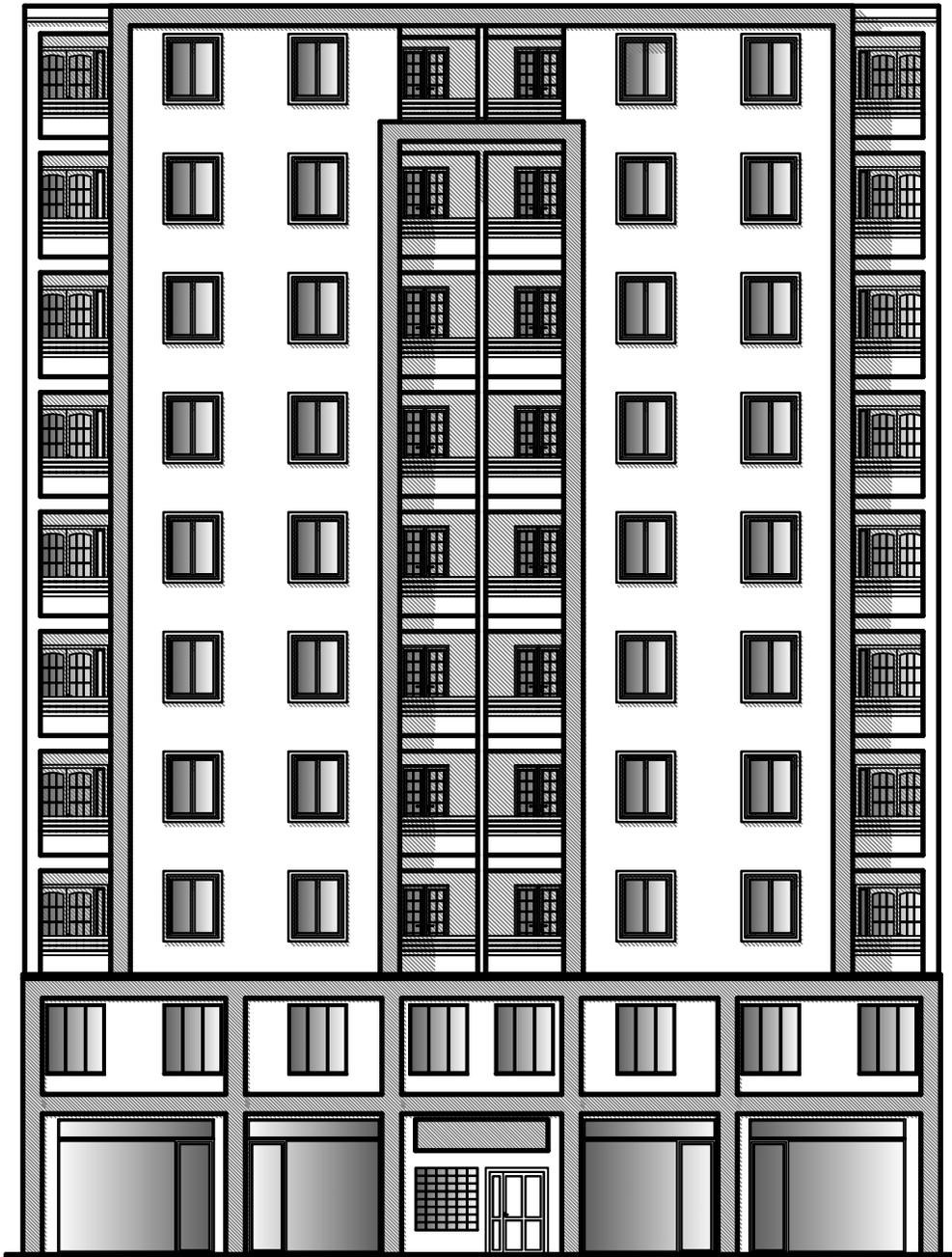


Symbolisme attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

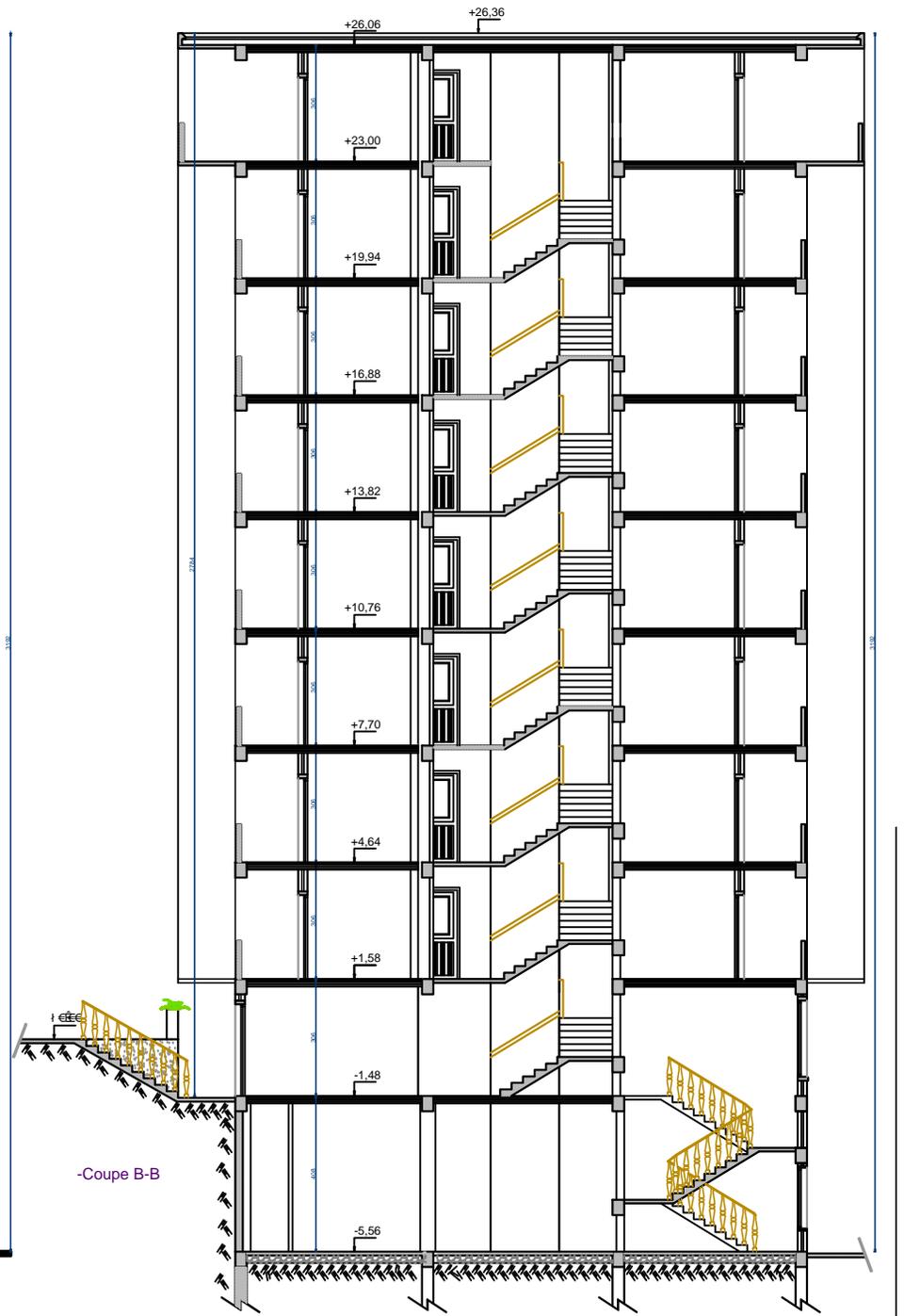
Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

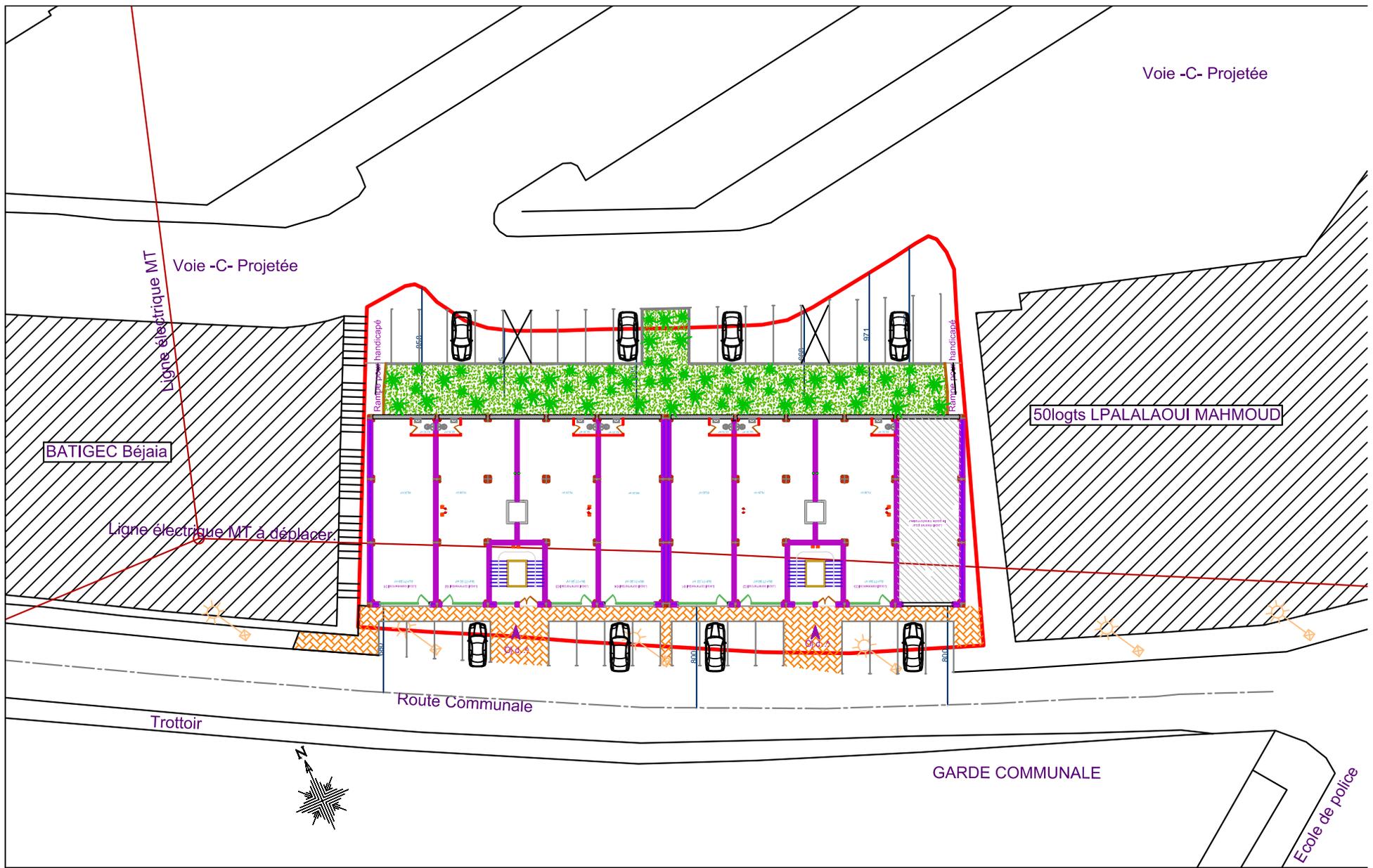


PLANS

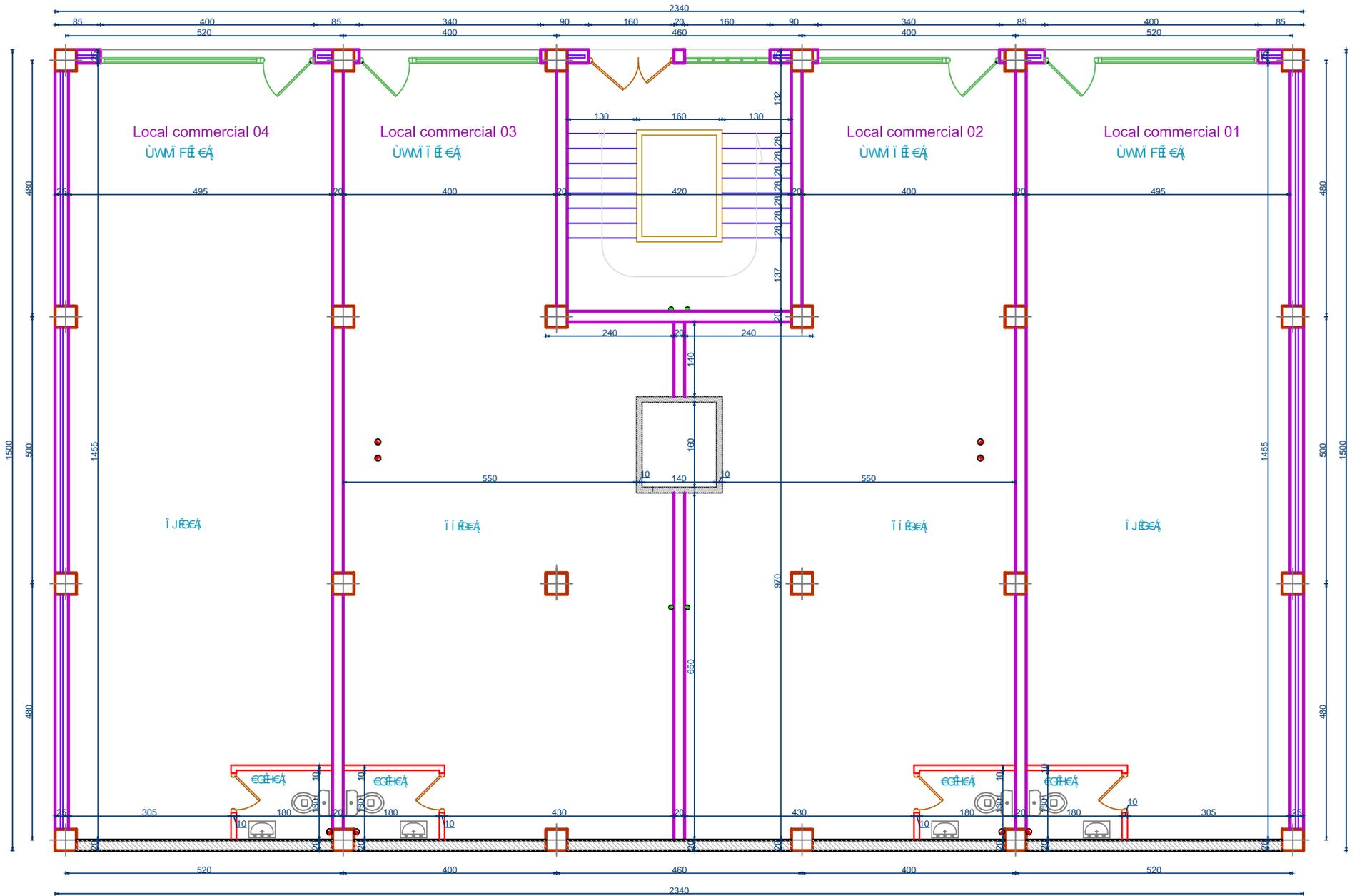


Базисная линия

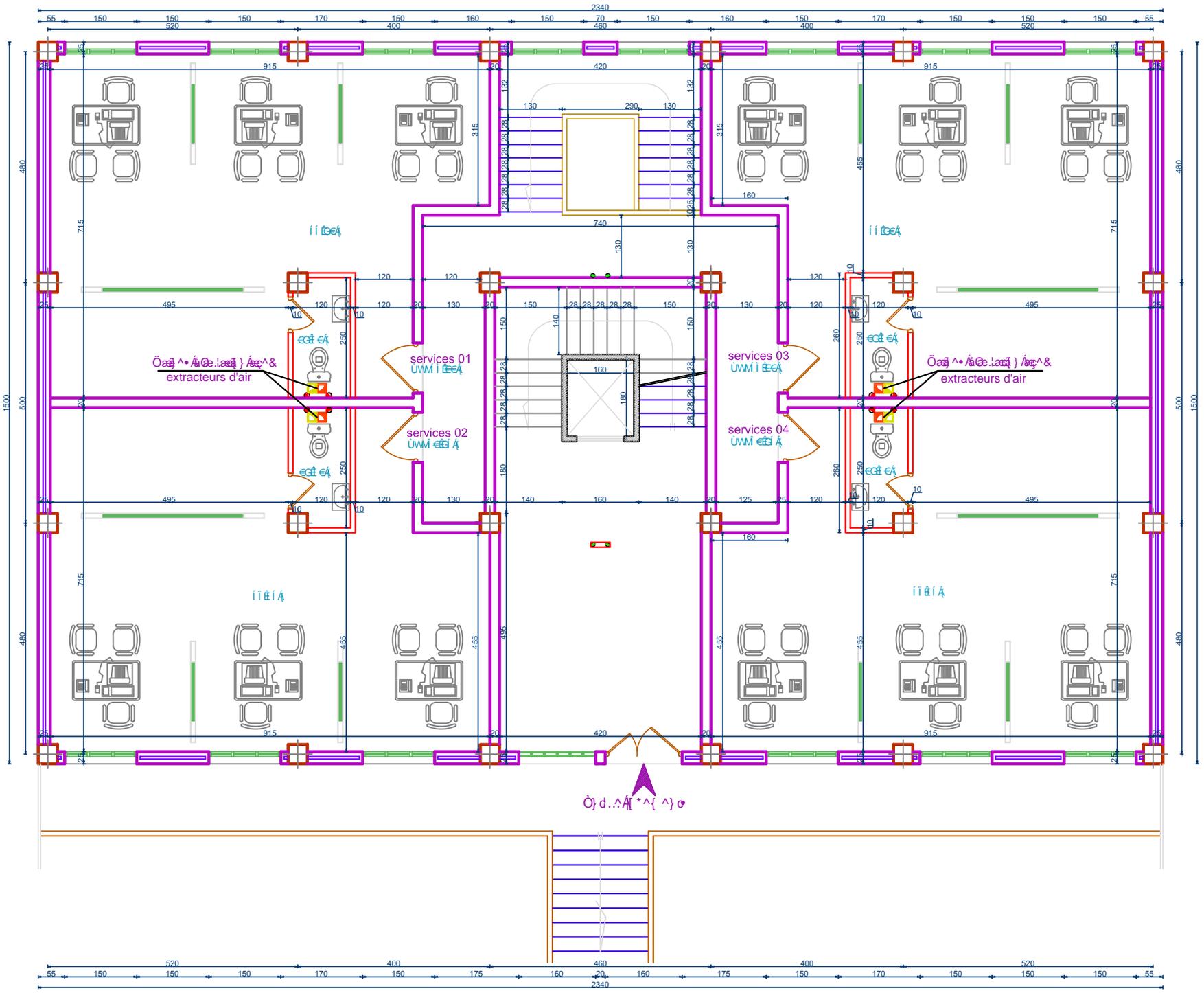


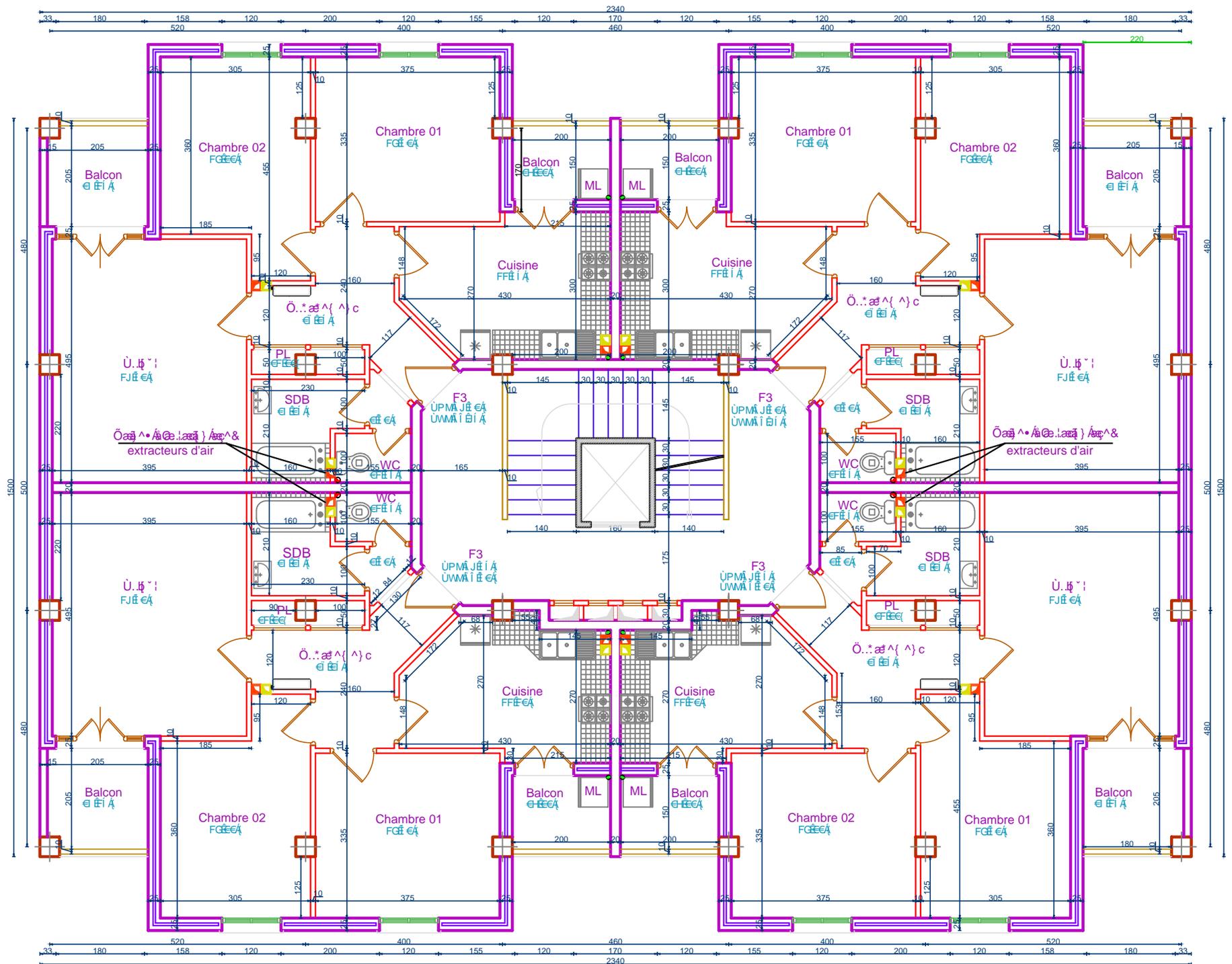


Plan de masse ech: 1/200eme

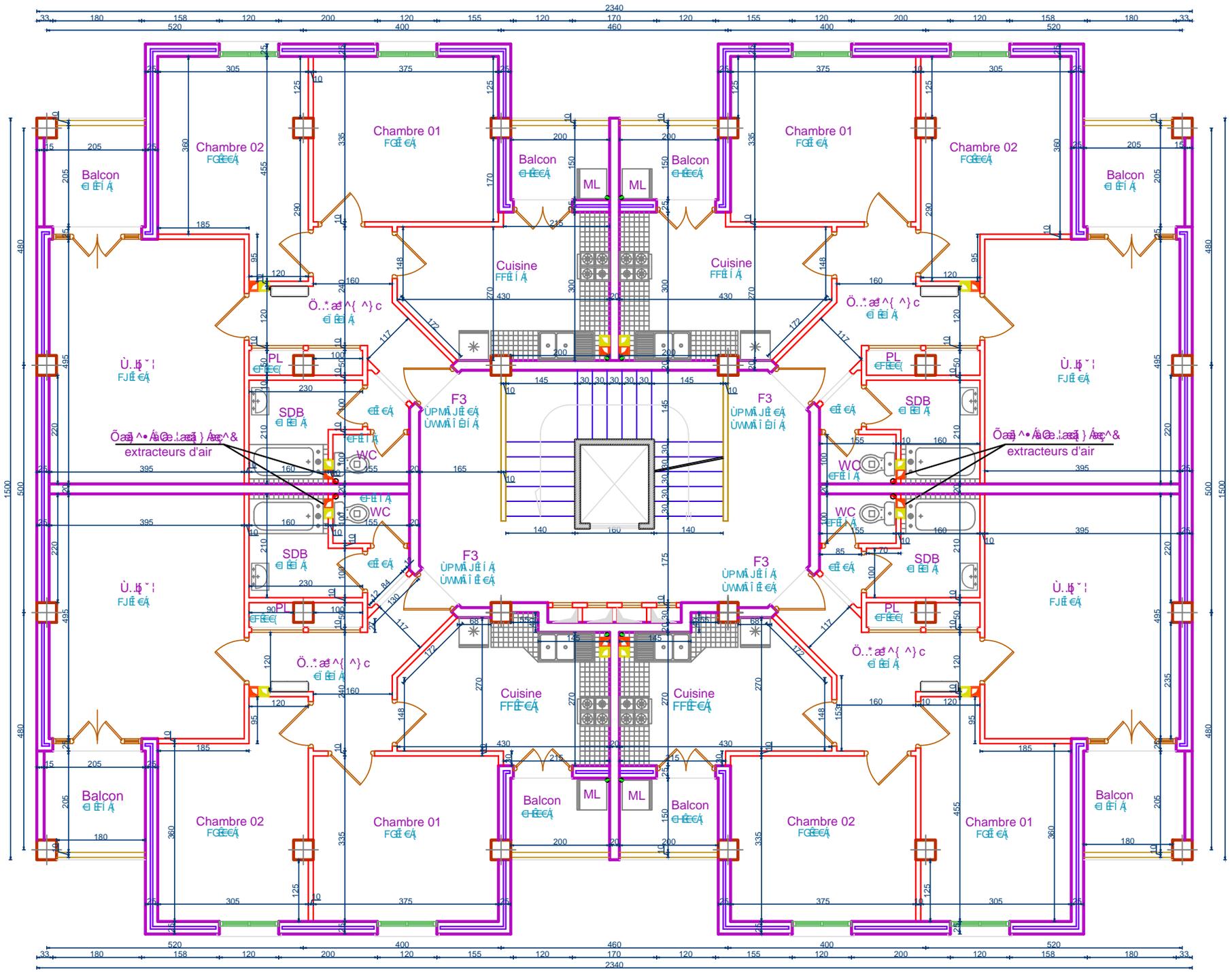


-Plan du sous-sol

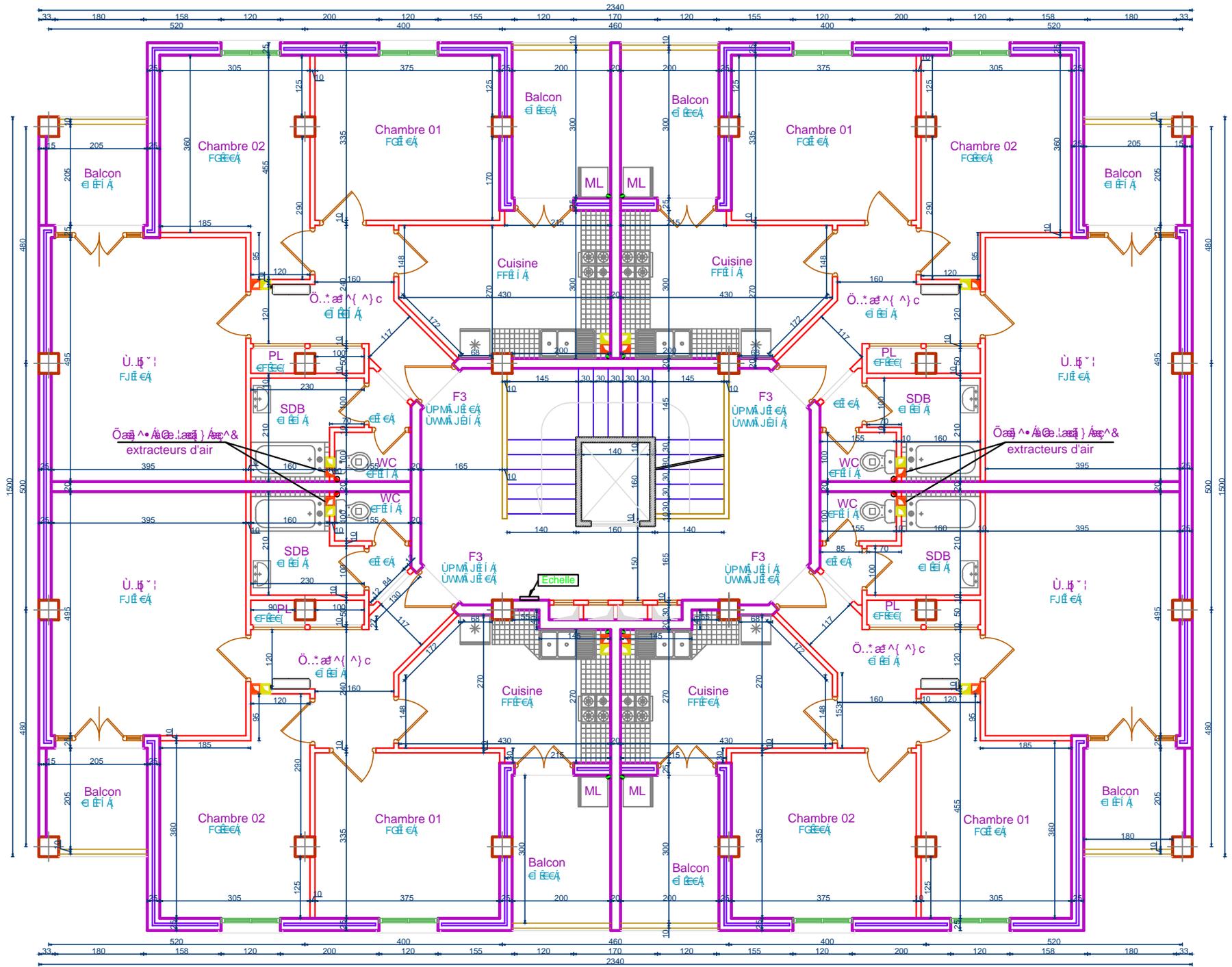




-Plan du rez-de-chaussée

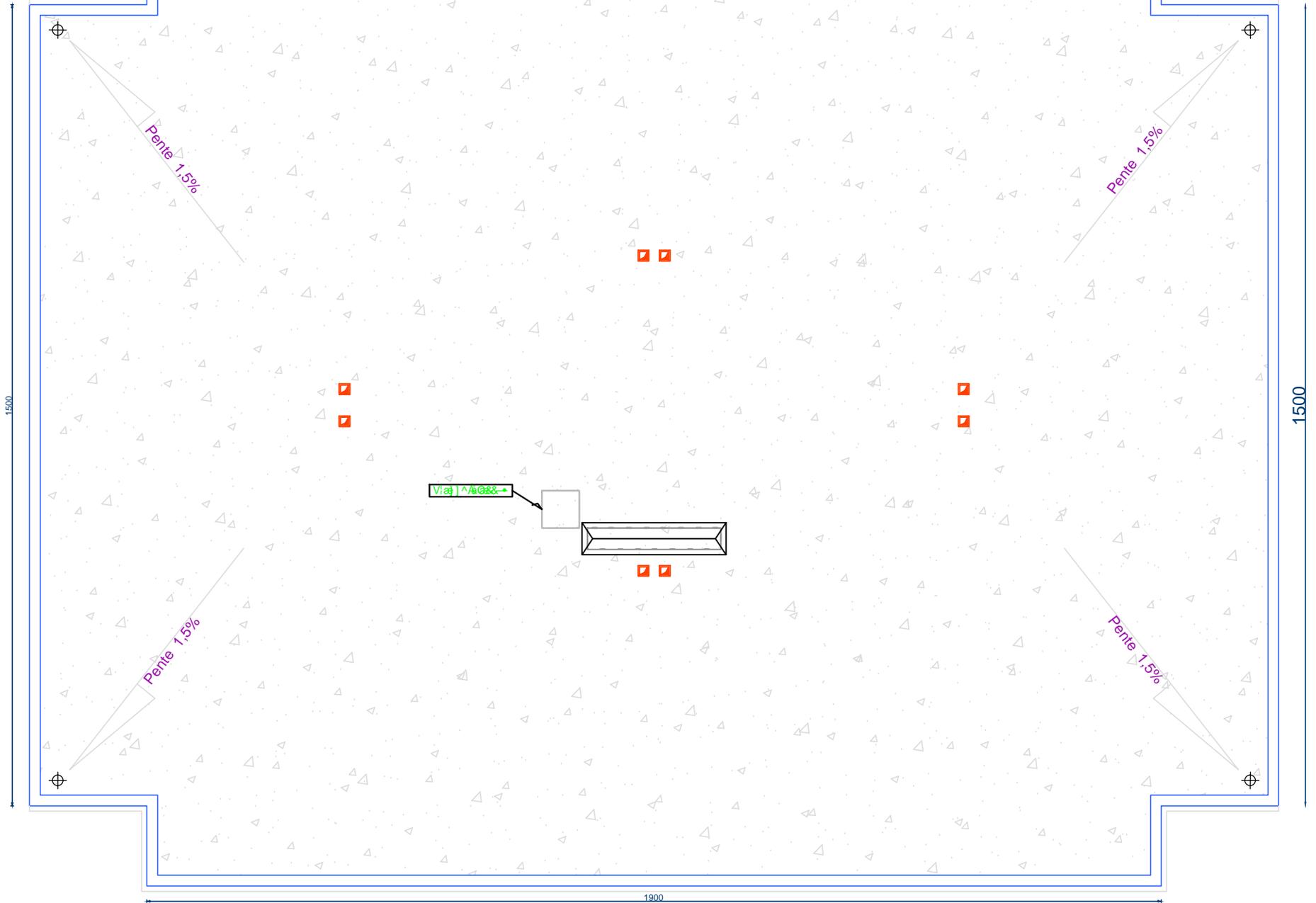


-Plan des étages de 01 à 06



-Plan de l'étage 07

1900



-Plan de Toiture

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+7+2 Entre Sols) à usage d'habitation,
commercial et service contreventé par un système mixte.
(voiles-portiques)**

Présenté par :

- M^{lle} LARABI Hanane
- M^{lle} OUBRAHAM Meriam

Encadré par :

- M^{me} T. DJERROUD

Jury :

- M^{me} SOUIDI. F
- M^{er} OUDNI. N

2013-2014

REMERCIEMENTS



*Au terme de notre travail nous remercions
Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience
de réaliser ce travail.*

*Merci à nos parents pour nous avoir apporté support et soutient
tout psychologique que financier, pendant toute la durée de nos longues
études.*

Que dieu les protèges.

*Nous tenons tous particulièrement à adresser nos remerciements les
plus vifs d'abord à notre promotrice M^{me} DJERROUD Thiziri, qui
nous a fait l'honneur de nous inspirer et nous guider afin de réaliser ce
mémoire.*

*Nous apprécions beaucoup sa patience et son sérieux,
Nos sincères considérations et remerciements sont également
exprimés aux membres de jury :*

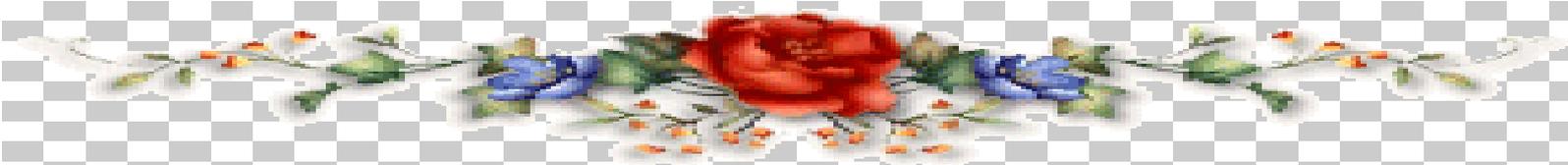
M^{me} SOUIDI.F et M^{er} OUDNI.N

qui nous ont fait l'honneur d'examiner et d'évaluer ce travail.

*Enfin, nos remerciements s'adressent à tous les enseignants et à
toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce travail.*

Hanane et Meriam





DÉDICACES

*Au terme de toutes ces années d'étude je dédie ce modeste travail en signe de respect et de remerciement
Le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience
de réaliser ce travail.*

*A ce qui ont donnée un sens à mon existence, qui mon soutenu jours et
nuits durant tout mon parcours.
A vous mes très chère et adorable **parents**.*

*A mes **grands parents**, qui aurais tant
espéré de me voir réussir un jour.*

*A qui j'ai partagé avec eux tout les moments de ma vie :
A mes chères **frères** : Toufik, Nabil, Mazigh et Youba.*

*A mes adorables **copines** : Souad-K, Nadia-B, Hanane-K,
Hnifa-A, Nadia-Z, Hassiba-B, Les deux sœurs
Fahima et Salima-M et Amel-B.
Et surtout la chambre **B404**.*

*A mes **amis** : Massinissa-O, Farid-B, Ghanie et Said.
A toi **Meriam** d'avoir partagé les moments de ce travail ensemble
A tous ceux qui me sont chers qui j'ai pas cité.*

Hanane



DÉDICACES

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

*Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis*

D'arriver à ce stade d'éducation.

Je le dédie aussi à :

*A mon très cher et unique frères Toufik, et à tous mes sœurs, de Lynda a
amel.*

*A toute ma famille sans exception: Aksil, Idir, Ghilas, Nounou, Mellissa,
Barhouche, Kenza, Thirali, waali.*

A mes meilleurs amis : Lamia, rosa, sonia, lila, mariem, lilia.

Samir, Lyes, adel, lamine, bilal, massinissa, yacine.

A tous mes oncles.

A ma binôme Hanane et toute sa famille.

Meriam

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

Introduction.....	2
I.1 Présentation du projet.....	2
I.2 Caractéristique de la structure.....	2
I.3 Règlements et normes utilisés.....	3
I.4 Etats Limites.....	4
I.5 Actions et sollicitations.....	5
I.6 Caractéristiques des matériaux.....	7
I.7 Hypothèses de calcul.....	12
Conclusion.....	13

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Introduction.....	14
II.1 Pré dimensionnement.....	14
II.1.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	14
II.1.2 Pré dimensionnement des éléments principaux.....	23
II.2 Evaluation des charges et surcharges.....	17
II.3 Descente de charge.....	30
II.4 Vérifications.....	36
Conclusion.....	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction.....	41
III.1 Calcul des planchers.....	41
III.2 Etude de l'acrotère.....	69
III.3 Dalles pleines.....	74
III.4 Etude de l'ascenseur.....	81
III.5 Poutre de chinage.....	91
III.6 Etude des escaiers.....	95
Conclusion.....	107

Chapitre IV : Etudes dynamique

Introduction.....	107
IV.1 Méthode de calcul.....	107
IV.2 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes.....	114
Conclusion.....	122

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Introduction.....	123
V.1 Etude des poteaux.....	123
V.2 Etude des poutres.....	134
V.3 Etude des voiles.....	147
Conclusion.....	157

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.....	158
VI.2 Choix du type des fondations.....	158
VI.3 Combinaisons d'actions à considérer.....	158
VI.4 Etude des fondations.....	158
Conclusion.....	173

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

Plans

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	8
Figure I-2 Diagramme des contraintes-déformation du béton.....	8
Figure I-3 Diagramme des contraintes limite du béton.....	9
Figure I-4 Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	12
Figure I-5 Diagramme des déformations limites de la section règles des trois pivots.....	13

Chapitre II

Figure II-1 Plancher à corps creux.....	16
Figure II-2 Dalle sur deux appuis.....	16
Figure II-3 Dalle sur trois appuis.....	17
Figure II-4 Schéma de la disposition des poutrelles.....	17
Figure II-5 Coupe transversale d'une Poutrelle.....	18
Figure II-6 Acrotère.....	19
Figure II-7 Détail d'un escalier.....	19
Figure II-8 Schémas statique d'escalier d'E-sol1.....	20
Figure II-9 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-sol1.....	21
Figure II-10 Schémas statique d'escalier de la deuxième partie d'E-sol1.....	21
Figure II-11 Escaliers droit à trois volé.....	22
Figure II-12 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-Sol2.....	22
Figure II-13 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-sol2.....	23
Figure II-14 Schémas statique d'escalier de l'entrée de bâtiments.....	24
Figure II-15 Coupe de voile en élévation.....	26
Figure II-16 Hauteur libre d'étage.....	27
Figure II-17 Schéma du plancher terrasse inaccessible.....	28
Figure II-18 Schéma d'un balcon.....	30
Figure II-19 Mur intérieur.....	30
Figure II-20 Mur extérieur.....	30
Figure II-21 Surface afférente (P1).....	32
Figure II-22 Surface afférente (P2).....	32

Chapitre III

Figure III-1 Schéma d'une Poutre continue.....	42
Figure III-2 Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	44
Figure III-3 Moments sur une poutre à deux travées.....	44
Figure III-4 Effort tranchant sur une poutre à deux travées.....	44
Figure III-5 Effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	44
Figure III-6 Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot.....	45
Figure III-7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	68
Figure III-8 Acrotère.....	69
Figure III-9 Les Sollicitations sur l'acrotère.....	70
Figure III-10 Schéma de la section à ferrailer.....	71
Figure III-11 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	74
Figure III-12 Dalle sur deux appuis.....	74
Figure III-13 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	77
Figure III-14 Dalle sur trois appuis.....	77
Figure III-15 Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	81
Figure III-16 Cage d'ascenseur.....	81
Figure III-17 Schéma représentant la surface d'impact.....	85
Figure III-18 Schéma de ferrailage de la dalle.....	89
Figure III-19 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.....	89
Figure III-20 Escalier à trois volées.....	90
Figure III-21 Schéma statique.....	90
Figure III-22 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type1).....	93
Figure III-23 Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier (type1).....	94
Figure III-24 Schéma de ferrailage de la partie CD (type 1).....	96
Figure III-25 Schéma statique (type2).....	96
Figure III-26 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type2).....	99
Figure III-27 Schéma statique (type3).....	99
Figure III-28 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type 3).....	102

Chapitre IV

Figure IV-1 vue en 3D de la structure.....	103
Figure IV-2 Spectre de réponse.....	106
Figure IV-3 Disposition des voiles.....	110
Figure IV-4 1ère mode (translation suivant X).....	111
Figure IV-5 2ème mode (translation suivant Y).....	111
Figure IV-6 3ème mode (torsion autour de Z).....	112

Chapitre V

Figure V-1 la zone nodale.....	118
Figure V-2 Section d'un poteau.....	123
Figure V-3 Disposition des armatures des poteaux.....	125
Figure V-4 2U superposés.....	130
Figure V-5 Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage commercial.....	135
Figure V-6 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage commercial.....	135
Figure V-7 Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage service.....	136
Figure V-8 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage service.....	136
Figure V-9 Schémas de ferrailages de la poutre principale de RDC et étage courants.....	137
Figure V-10 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire de RDC et étage courants.....	137
Figure V-11 Schémas de ferrailages de la poutre principale de la terrasse.....	138
Figure V-12 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire de la terrasse.....	138
Figure V-13 Les moments sur en zone nodale.....	139
Figure V- 14 Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	140
Figure V- 15 Schémas de disposition des voiles.....	140
Figure V-16 Schéma d'un voile plein.....	143
Figure V-17 Voile Vx3.....	145
Figure V-18 Schéma de ferrailage du voile Vx3 au niveau de l'Entre-sol1 et 2.....	151

Chapitre VI

FigureVI-1 Panneau de dalle.....	156
Figure VI-2 Schéma de ferrailage de radier.....	159
Figure VI-3 Section à ferrailer.....	160
Figure VI-4 Poutre sous charges trapézoïdales.....	161
Figure VI-5 Schéma statique équivalent selon sens x-x.....	161
Figure VI-6 Poutre sous charges trapézoïdales.....	161
Figure VI-7 Schéma statique équivalent selon sens y-y.....	162
Figure VI-8 schéma de ferrailage des nervures.....	163
Figure VI-9 Voile adossé.....	164
Figure VI-10 Diagramme des contraintes.....	165
Figure VI-11 Schéma de ferrailage du mur adossé.....	169
Figure VI-11 La coupe transversale A-A du mur adossé.....	169

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I-1 f_e en fonction du type d'acier.....	10
--	----

Chapitre II :

Tableau II-1 Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment (RDC, l'étage courant).....	23
Tableau II-2 Les dimensions de la cage d'escalier de l'entrée de bâtiments.....	23
Tableau II-3 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	27
Tableau II-4 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	28
Tableau II-5 Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	28
Tableau II-6 Evaluation des charges d'un plancher dalle pleine pour l'ascenseur.....	28
Tableau II-7 Evaluation des charges dans les balcons.....	29
Tableau II-8 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	29
Tableau II-9 Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	30
Tableau II-10 Evaluation des charges sur les escaliers.....	30
Tableau II-11 Evaluation des charges de l'acrotère.....	30
Tableau II-12 Surface afférente poteau de cage d'escalier	31
Tableau II-13 Descente de charge (poteau cage d'escalier P_1).....	33
Tableau II-14 Descente de charge (P_2).....	34
Tableau II-15 Vérification des poteaux à la compression simple.....	36
Tableau II-16 Vérification au flambement des poteaux.....	38
Tableau II-17 Vérification de l'effort normal réduit.....	38
Tableau II-18 Nouvelle vérification de l'effort normal réduit.....	39
Tableau II-19 Vérification des conditions du RPA.....	39

Chapitre III :

Tableau III-1 Les types de poutrelles.....	40
Tableau III-2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	45

Tableau III-3 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage commercial.....	51
Tableau III-4 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage commerce.....	52
Tableau III-5 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour l'étage de service.....	52
Tableau III-6 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour l'étage de service.....	52
Tableau III-7 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage courant.....	53
Tableau III-8 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage courant.....	53
Tableau III-9 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage T-inaccessible.....	53
Tableau III-10 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage T-inaccessible.....	54
Tableau III-11 Les sollicitations maximales des poutrelles.....	54
Tableau III-12 Calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	62
Tableau III-13 Vérification des états limite de compression du béton.....	62
Tableau III-14 Vérification de la flèche des poutrelles.....	62
Tableau III-15 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	63
Tableau III-16 Combinaison d'action de l'acrotère.....	66
Tableau III-17 Ferrailage de dalle sur 2 appuis.....	72
Tableau III-18 Résultats du Calcul de ferrailage.....	75
Tableau III-19 Vérification des contraintes.....	76
Tableau III-20 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	79
Tableau III-21 Vérification de la section d'acier.....	79
Tableau III-22 résultats des calculs des armatures.....	83
Tableau III-23 Vérification de la section d'acier.....	83
Tableau III-24 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91].....	88
Tableau III-25 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	88
Tableau III-26 Etat limite de compression du béton.....	89
Tableau III-27 Résultats de ferrailage de la partie CD	90
Tableau III-28 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91].....	93

Tableau III-29	Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	94
Tableau III-30	Etat limite de compression du béton.....	94
Tableau III-31	Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91].....	96
Tableau III-32	Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	97
Tableau III-33	Etat limite de compression du béton.....	97

Chapitre IV :

Tableau IV- 1	Valeurs des pénalités P_q	101
Tableau IV- 2	Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	106
Tableau IV- 3	Vérification sous charges verticales.....	108
Tableau IV-4	Vérification sous charges horizontales.....	109
Tableau IV-5	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	109
Tableau IV-6	Vérification de l'effort normal réduit.....	110
Tableau IV- 4	Vérification des déplacements.....	111
Tableau IV- 8	Vérification de l'effet P- Δ	112

Chapitre V :

Tableau V- 1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	114
Tableau V-2	Sollicitations dans les poteaux.....	116
Tableau V- 3	Armatures longitudinales des poteaux.....	117
Tableau V- 4	Armatures transversales des poteaux.....	117
Tableau V- 5	Justification de l'effort normal ultime.....	119
Tableau V-6	vérification des contraintes dans le béton.....	120
Tableau V- 7	Vérification des sollicitations tangentes.....	121
Tableau V- 8	Schémas de ferrailages des poteaux.....	123
Tableau V-9	Armatures longitudinales et maximales dans les poutres selon RPA.....	126
Tableau V- 10	Les armatures longitudinales dans les poutres.....	128
Tableau V- 11	Vérification de l'effort tranchant.....	130
Tableau V-12	Vérification au cisaillement.....	131
Tableau V-13	Vérification de l'état limite de compression du béton.....	131
Tableau V-14	Vérification de la flèche pour les poutres.....	132
Tableau V-15	Moments résistants dans les poteaux.....	136
Tableau V-16	Moments résistants dans les poutres.....	137

Tableau V-17 Vérification des zones nodales dans différent étage.....	137
Tableau V-18 Sollicitation maximales de calcul dans le voile V_x	141
Tableau V-19 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	145
Tableau V-20 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x1} et V_{x2} dans tous les niveaux.....	146
Tableau V-21 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	147
Tableau V-22 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x2} et V_{x3} dans tous les niveaux.....	148

Chapitre VI :

Tableau VI-1 Résumé des résultats du ferrailage.....	149
Tableau VI-2 Vérification des contraintes.....	151
Tableau VI-3 Résumé des résultats du ferrailage.....	154
Tableau VI-4 Vérification de l'effort tranchant.....	154
Tableau VI-5 Vérification des contraintes.....	155
Tableau VI-6 section des armatures du mur adossé.....	159
Tableau VI-7 Vérification des contraintes pour le mur adossé	160

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d' : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

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

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28.

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

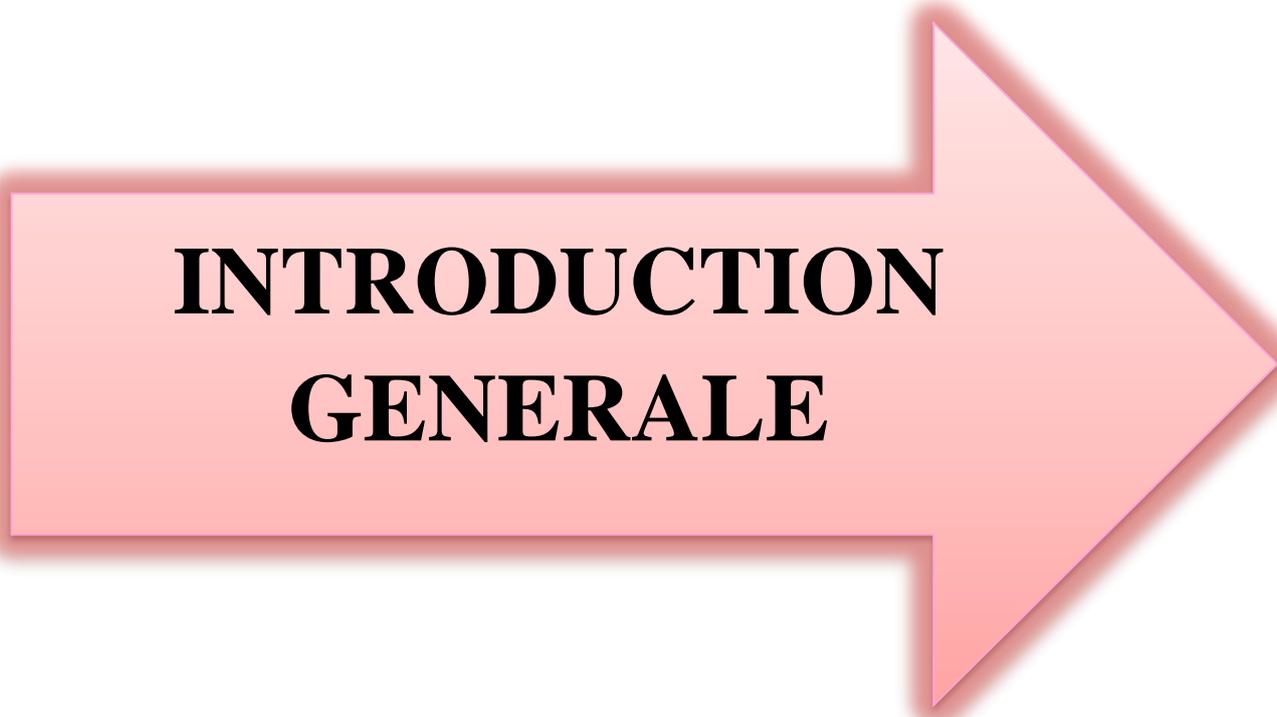
q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

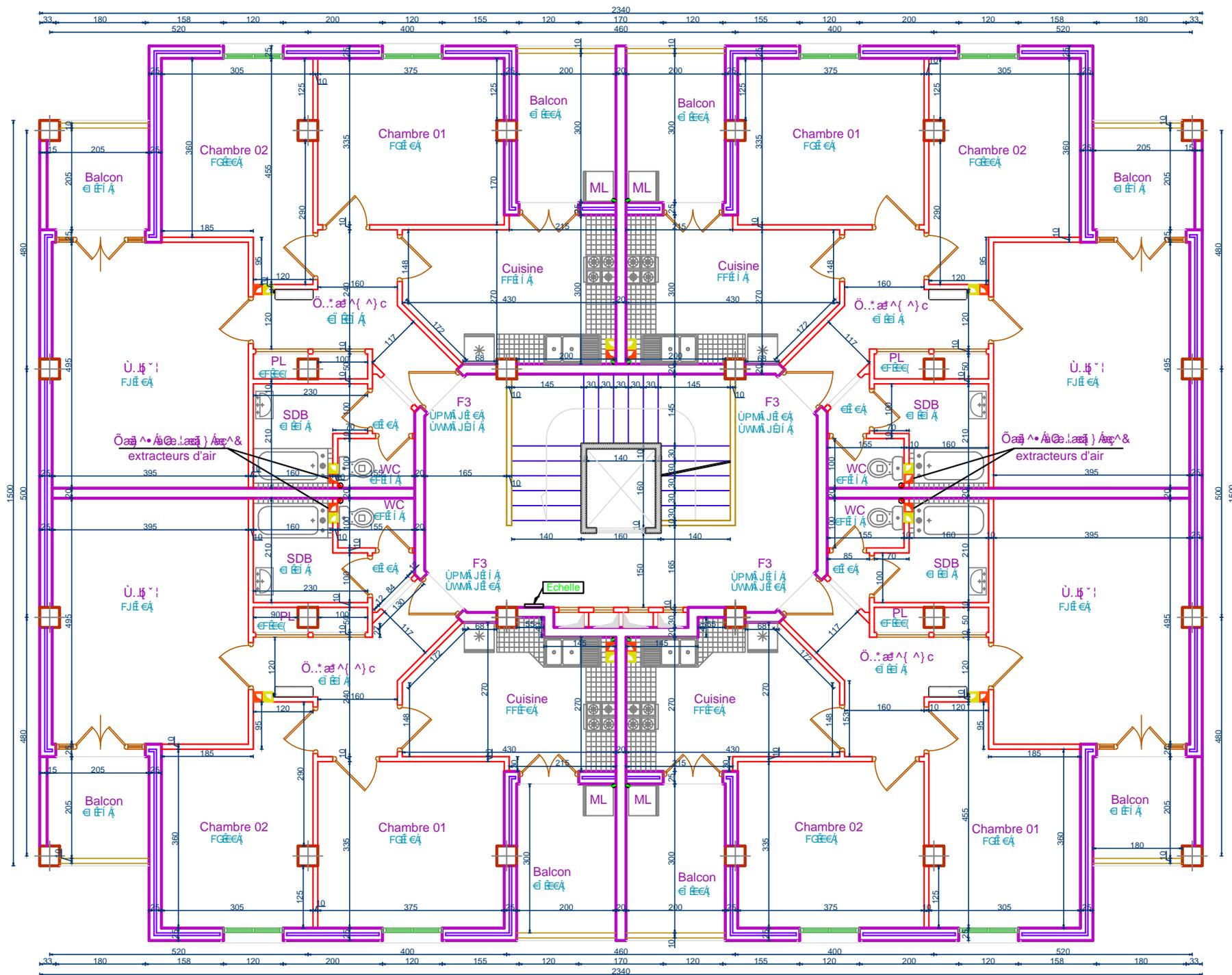
x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

y : Coordonnée en général, ordonné en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.



**INTRODUCTION
GENERALE**



-Plan de l'étage 07

Introduction Général

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils et militaires s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.[1]

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+7+2E-sol), il regroupe à la fois commerces, service et logements d'habitations, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux. Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99 version 2003. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.



CHAPITRE I

INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié par **GANI « Bureau Etude d'Ingénieur en Génie Civil »**, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment (R+7+2 ENTRE SOL) à usage (commercial, service et d'habitation), Implanté à **Bejaia (Oued Ghir)**, qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

I.2 CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

- Largeur en plan 15.00m.
- Longueur en plan23.40m.
- Hauteur total du bâtiment33.92m.
- Hauteur d'étages 3.06m.
- Hauteur E-sol 1 4.08m.
- Hauteur E-sol 2 3.06m.

I.2.2 Données du site

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) en vertu RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est situé au Sud Ouest du mont de Sidi Boudraham, entre deux communes de Bejaia à l'est, TOUDJA au Nord Ouest et la commune de OUED GHIR de l'Ouest et Sud Ouest.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 0.2\text{MPa}$.

I.2.3 Description structurale

❖ Ossature

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques),

avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage), ce qui est le cas dans notre projet.

❖ **Les planchers**

Tous les planchers des étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

❖ **Les escaliers**

Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ **La maçonnerie**

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

❖ **La terrasse**

Dans notre projet on a deux types de terrasses :

- Une terrasse accessible.
- Une terrasse inaccessible.

❖ **L'acrotère** : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

- Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde de corps.
- Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

❖ **L'infrastructure** : Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.3 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA 99/version 2003.
- ❖ CBA 93 (Code du béton armé).
- ❖ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ❖ BAEL 91 modifié99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.4 ETATS LIMITES (BAEL91)

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces élément) est strictement satisfait et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. On distingue :

a) Etat limite ultime (ELU): Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service (ELS): Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4.1 Hypothèses de calcul

a) E.L.U : Selon le **CBA93 (article A.4.3.2)** ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

b) E.L.S : Selon le **BAEL91 (article A.4.5)** ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

I.5 ACTIONS ET SOLLICITATIONS

I.5.1 Les actions

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.5.1.1 Valeurs caractéristiques des actions

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - ❖ Le poids propre de la structure.
 - ❖ Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - ❖ Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - ❖ Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - ❖ Les charges d'exploitations.
 - ❖ Les charges climatiques (vent et neige).
 - ❖ Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - ❖ Les chocs.
 - ❖ Les séismes.
 - ❖ Les explosions.
 - ❖ Les feux.

I.5.1.2 Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

- **Combinaison d'actions à l'ELU CBA93 (article : A.3.3.2)**
 - ✓ **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_1+\sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

✓ **Situations accidentelles**

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

➤ **Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)**

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

➤ **Combinaisons de calcul**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

$$\text{Situations durables} \quad \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \begin{cases} G+Q \pm E. \\ G+Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases}$$

Avec :

- ❖ G : étant l'action permanente.
- ❖ Q : charge d'exploitation.
- ❖ E : l'action du séisme.

I.5.2 Les sollicitation

Les sollicitations sont des efforts internes (efforts normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion) et des déplacements apportées à une section ou à un élément, obtenus après une analyse de la structure.

I.6 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.6.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvants), le mélange obtenue est une pâte qui durcit rapidement.

I.6.1.1 Résistance caractéristique du béton

a) résistance caractéristique en compression f_{cj}

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16cm×32cm.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est en fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

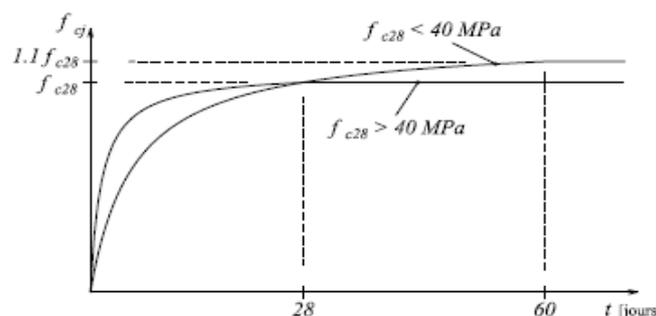


Figure I-1 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.2})$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa.

c) Contrainte limite

c.1) Etat limite ultime

✓ Contrainte ultime de compression

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

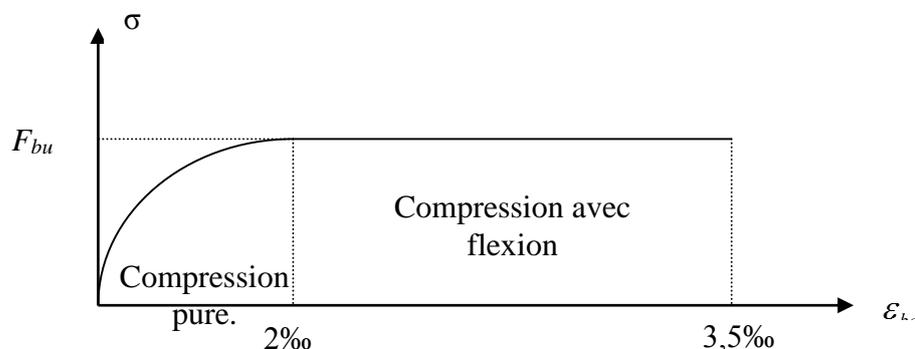


Figure I-2 Diagramme des contraintes-déformation du béton.

$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ raccourcissement unitaire du béton à la flexion simple.

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} - 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } > 24\text{h.} \\ - 0.9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.} \\ - 0.8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h.} \end{cases}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad \text{pour : } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{pour : } \gamma_b = 1,15$$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement (de béton)** (BAEL91 Article A.5.1.211)

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau < \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{Adm}=3.33\text{Mpa} \quad \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm}=2.5\text{Mpa} \quad \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

c.2) Etat limite de service

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

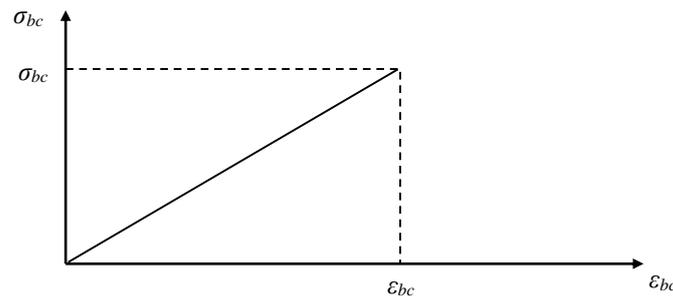


Figure I-3 Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite à l'ELS en compression du béton est limitée par:

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad (\text{CBA 93 art. A.4.5.2})$$

d) Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}.$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes : $j < 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale** (CBA93 article A.2.1.3)

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

ν : Coefficient de poisson

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.6.2 L'acier

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

a. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e

Tableau I-1 f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas, on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

b. Contrainte limite

✓ **Etat limite ultime**

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

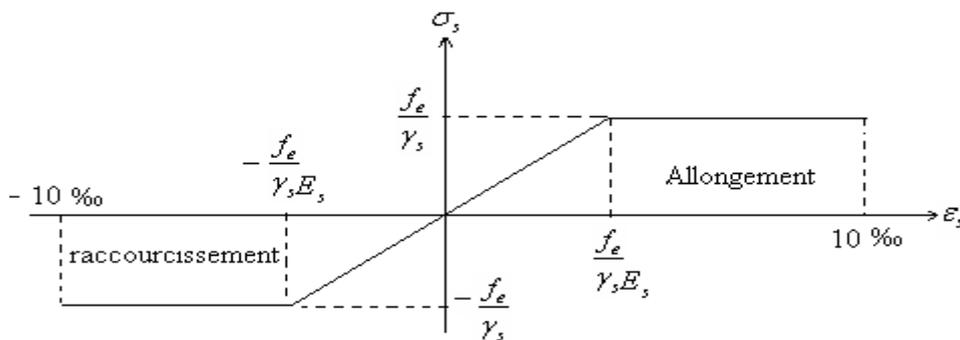


Figure I-4 Diagramme contraintes-déformations de calcul

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où} \end{cases}$$

✓ **Etat limite de service :** (BAEL91 Article A.4.5.32)

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL).}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA).}$$

I.7 HYPOTHESES DE CALCUL

I.7.1 Calcul aux états limites de services

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b}$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

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

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :

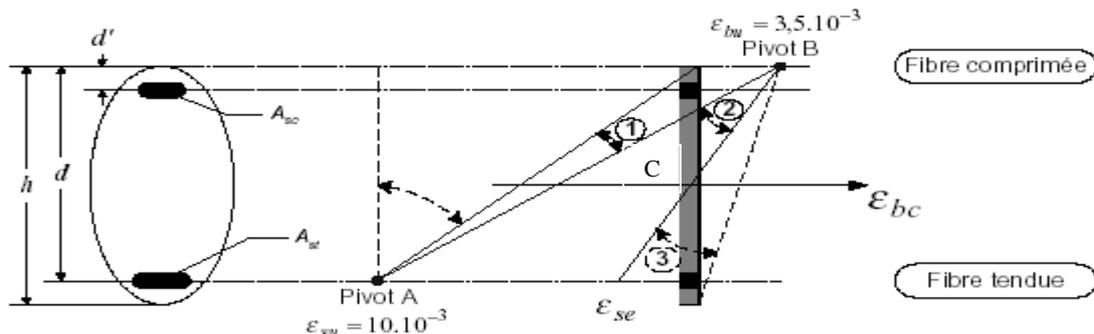


Figure I-5 Diagramme des déformations limites de la section règles des trois pivots
Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ Mpa}$.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$.
- ✓ $f_e = 400 \text{ MPa}$.

CONCLUSION

Au terme de ce chapitre ; nous retenons ce qui suit :

1) L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
- CBA93 (Code du Béton Armé).
- BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

2) La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

3) Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.



CHAPITRE II

INTRODUCTION

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Les éléments de la structure doivent avoir une section minimale pour pouvoir reprendre et transmettre les efforts sollicitant aux fondations et au sol, pour cela nous nous référons aux recommandations du (**RPA99 /Version 2003**), (**BAEL 91**) et au (**CBA 93**).

La transmission des charges suit la chaîne suivante :

Charges et surcharges → planchers → poutres → poutrelles → poteaux+voiles → fondations → sol.

II.1 PREDIMENSIONNEMENT

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

- Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).
- Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.1.1 Prédimensionnement des éléments secondaires

II.1.1.1 Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4 CBA93})$$

Avec :

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{520 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 21.77 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4$) = 24cm.

Avec :

$$\begin{cases} h_{cc} = 20 \text{ cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ h_{ddc} = 4 \text{ cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

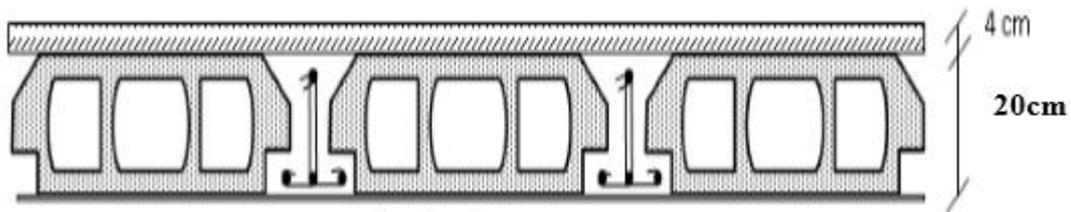


Figure II.1: Plancher à corps creux.

II.1.1.2 Planchers en dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour divers dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements.

➤ **Critère de résistance (BAEL93)**

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ **Critère de coupe-feu (BAEL93)**

$$e \geq 7\text{cm} \quad \text{pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.}$$

$$e \geq 14\text{cm} \quad \text{pour quatre heures de coupe-feu}$$

Notre projet comporte trois types de dalle pleine

❖ **Panneau sur 02 appuis :**

$$L_x = 1.25\text{m}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq 6.25\text{cm}$$

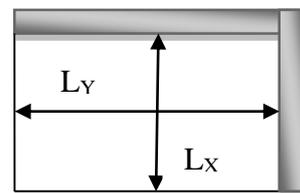


Figure II-2 Dalle sur deux appuis

❖ **Panneau sur 03 appuis**

$$L_x = 2.00\text{m}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$4.44\text{cm} \leq e \leq 5.00\text{cm}$$

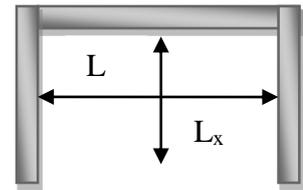


Figure II-3 Dalle sur trois appuis

On adopte une épaisseur de **12cm** pour tous les planchers à dalle pleine (selon le critère de résistance au feu).

II.1.1.3 Les poutrelles

Ce sont des éléments résistants du plancher, destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères suivant :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement aux plus petites portées.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens où il y a le plus d'appuis, quand les travées sont identiques.

a) Disposition des poutrelles

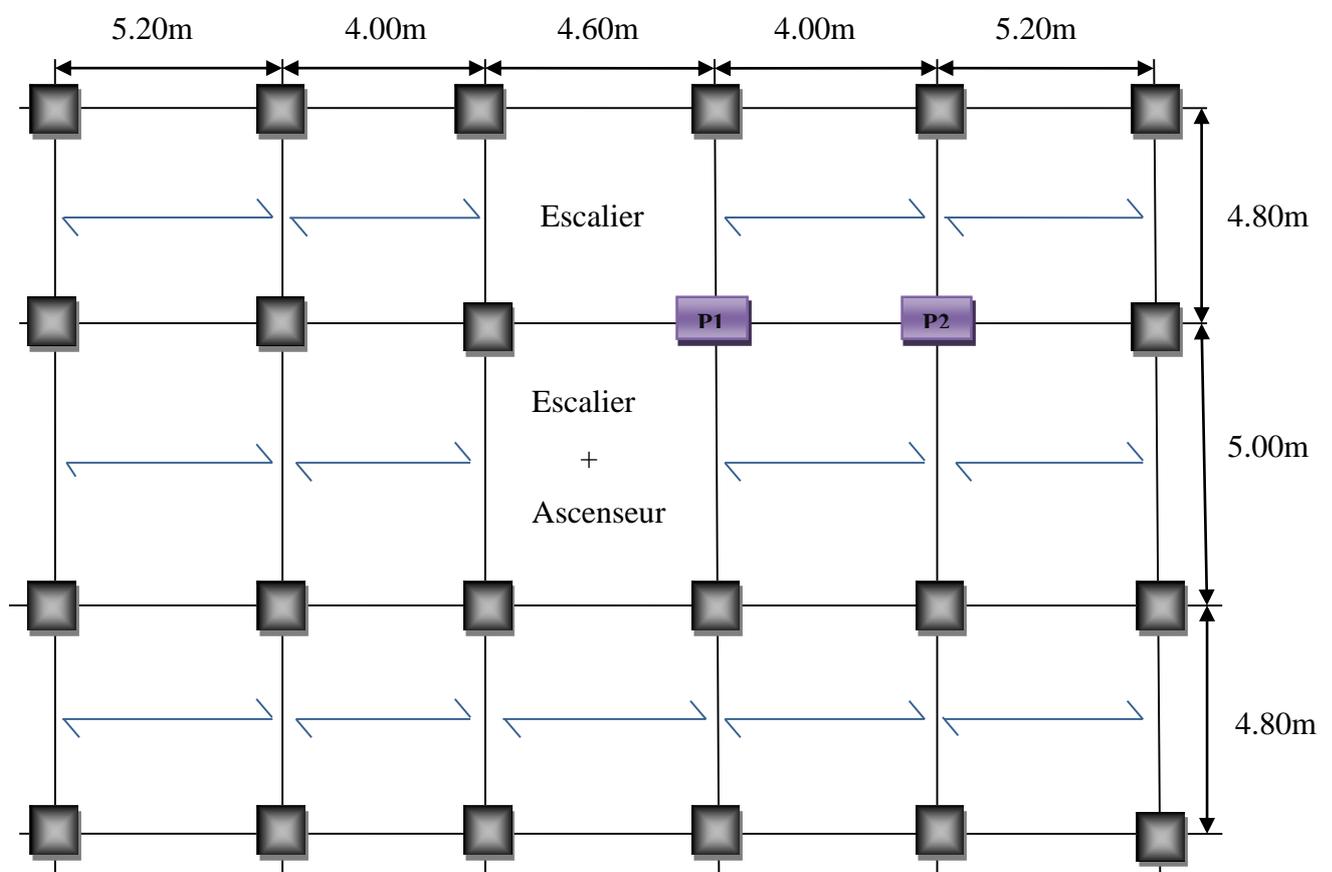


Figure II-4 Schéma de la disposition des poutrelles

b) Pré dimensionnement des poutrelles

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 20+4 cm.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

On a : $h_t = 24$ cm.

$$b_0 = (0,04 \text{ à } 0,06) \times h_t = (0,96 \text{ à } 1,44)$$

On adopte : $b_0 = 14$ cm.

$$b_1 \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

Avec :

$$L_x = l - b_0 = 65 - 14 = 51 \text{ cm}$$

$$L_y = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{51}{2}; \frac{370}{10} \right]$$

On adopte: $b_1 = 25.5$ cm.

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 25.5 + 14 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65$ cm.

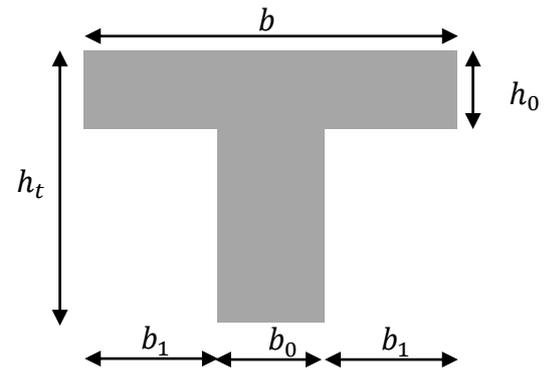


Figure II-5 Coupe transversale d'une Poutrelle

II.1.1.4 l'acrotère

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse.

Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert pour l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments. Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H=60$ cm.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le Plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

$$\text{Soit } S \text{ la section de l'acrotère } \begin{cases} S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \\ S = 0.0685 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Volume de l'acrotère par mètre linéaire :

$$V = S \times 1 = 0.0685 \text{ m}^3$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \delta \times V = 25 \times 0.0685 = 1.712 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre d'enduit intérieur de ciment de 2 cm d'épaisseur :

$$G_{\text{cint}} = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$$

Le poids propre d'enduit extérieur de ciment de 1.5cm d'épaisseur :

$$G_{\text{cext}} = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$$

Le poids propre total de l'acrotère :

- Terrasse inaccessible $G_{\text{tinac}} = G_{\text{inacce}} + G_{\text{cint}} + G_{\text{cext}} = 2.132 \text{ KN/ml}$.

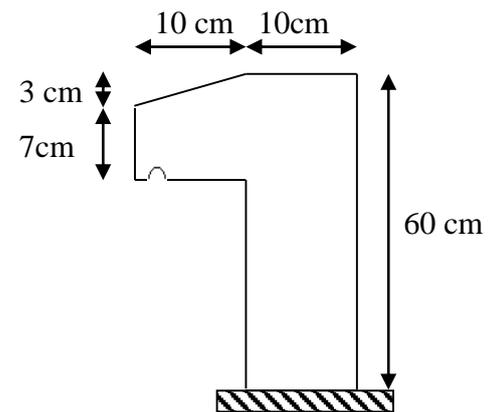


Figure II-6 Acrotère

II.1.1.5 les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils peuvent être en béton armé en métal ou en bois, dans notre cas ils sont réalisés en béton armé. Les différents éléments constituant un escalier sont :

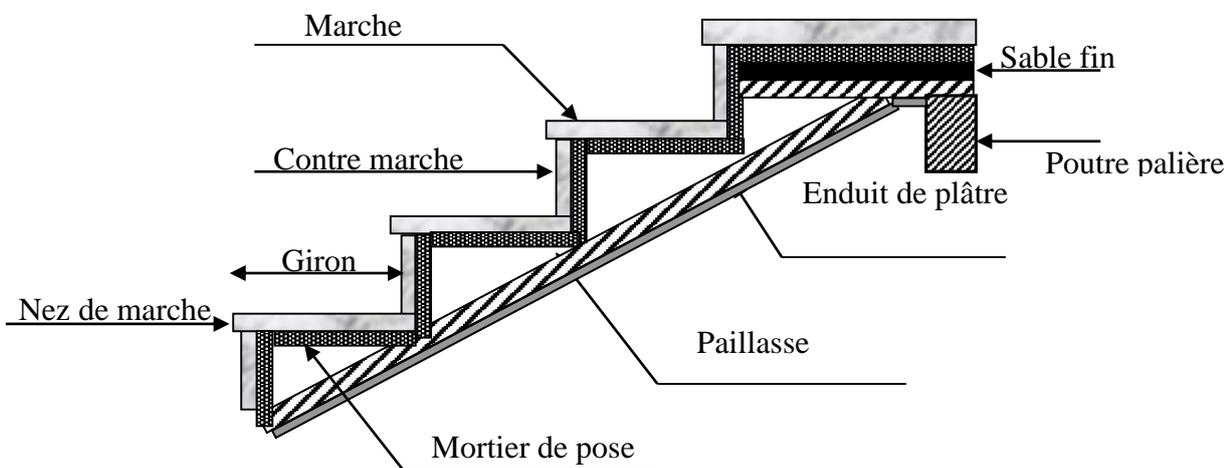


Figure II-7 Détail d'un escalier

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

- La formule empirique de **BLONDEL**: $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

Dans notre projet on distingue deux types d'escalier :

- le 1^{er} type escalier à trois volées et deux paliers intermédiaires.
- le 2^{er} type escalier à une seule volée et un palier.

• **Pré dimensionnement**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches, on utilise la formule de **BLONDEL** qui est donnée par :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64 \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$$g = (L_0 / (n-1))$$

$$h = H_0 / n$$

Soit :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

L₀ : longueur de la volée.

H₀ : hauteur de la volée.

n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de marche.

H : hauteur d'étage.

L : longueur totale de l'escalier.

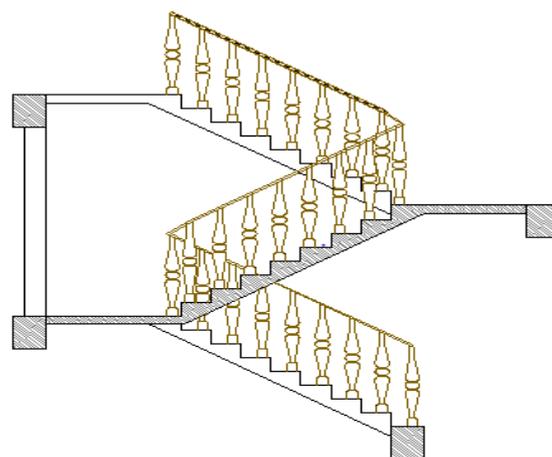


Figure II-8 : Vue en coupe.

En remplaçant les expressions de g et h dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

• **Type1 Pour un escalier E-sol1**

Il est composé de trois escaliers droit dont le schéma statique est le suivant :

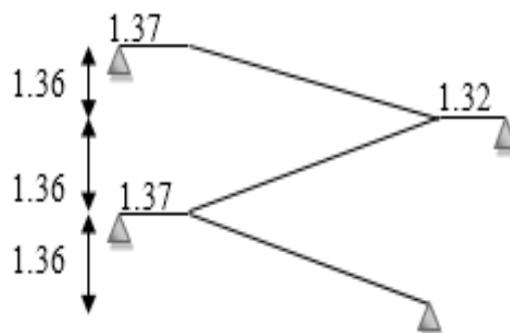


Figure II-9 Schémas statique d'escalier E-sol 1.

❖ Première et troisième partie

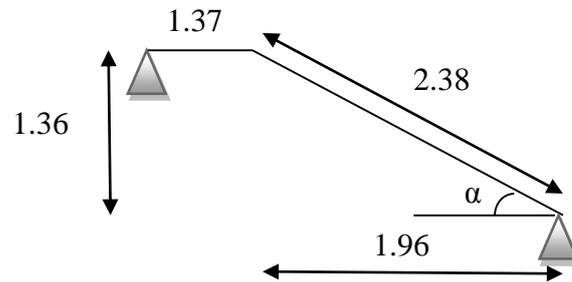


Figure II-10 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-sol 1

$$\alpha = \arctg (H_0 / L_0) = 34.75^\circ$$

- Epaisseur de la pailasse

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \Rightarrow L = 1.37 + \sqrt{1.96^2 + 1.36^2} = 3.75\text{m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{375}{30} \leq e \leq \frac{375}{20} \Rightarrow 12.50\text{cm} \leq e \leq 18.75\text{cm}$$

On prend : **e = 14 cm**

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L_0 = 196 \text{ cm}$; $H_0 = 136 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H_0 + L_0)n + 2H_0 = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 196)n + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 532n + 272 = 0$$

La résolution de cette équation est :

Le nombre de contre marche : **n = 8**

Le nombre de marche : **n - 1 = 7**

- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{196}{7} = 28 \Rightarrow g = 28\text{cm.} \\ h &= \frac{H_0}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 28 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

❖ Deuxième partie

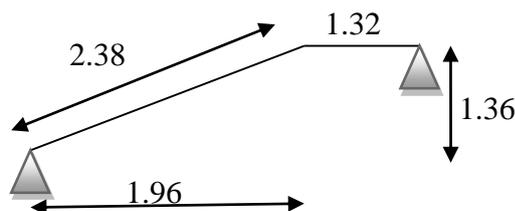


Figure II-11 Schémas statique d'escalier de la deuxième partie d'E-sol 1

- **Epaisseur de la paille**

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} \Rightarrow L = 1.32 + \sqrt{1.96^2 + 1.36^2} = 3.70\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{370}{30} \leq e \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12.33\text{cm} \leq e \leq 18.50\text{cm}$$

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 196 \text{ cm}$; $H_0 = 136 \text{ cm}$.

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$\begin{cases} n = 8 \\ n-1 = 7 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} g = 28\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

• **Type2 Pour un escalier E-sol2**

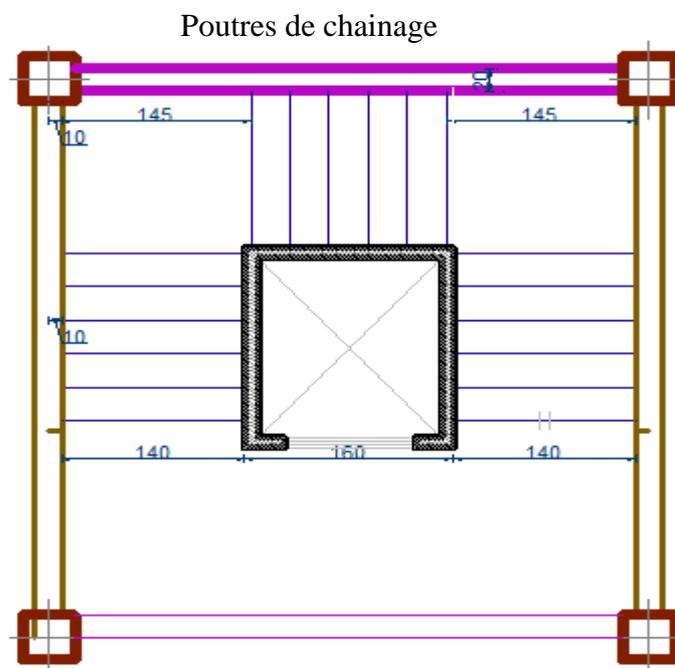


Figure II-12 Escaliers droit à trois volées

❖ Première et troisième volée

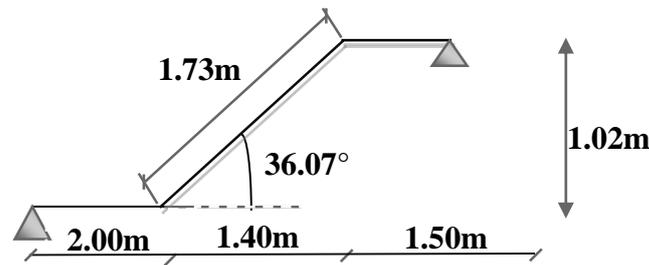


Figure II-13 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-Sol 2

- Epaisseur de la pailasse :

$$L = L_p + L'_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2}$$

$$L = 1.50 + 2 + \sqrt{1.40^2 + 1.02^2} = 5.23m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{523}{30} \leq e \leq \frac{523}{20} \Rightarrow 17.43cm \leq e \leq 26.15cm$$

On prend : **e = 18 cm.**

- Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a : $L_0 = 140 \text{ cm}$; $H_0 = 102 \text{ cm}$.

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$\begin{cases} n = 6 \\ n - 1 = 5 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} g = 28cm \\ h = 17cm \end{cases}$$

❖ Deuxième volée :

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre palière). Elle sera calculée comme un consol.

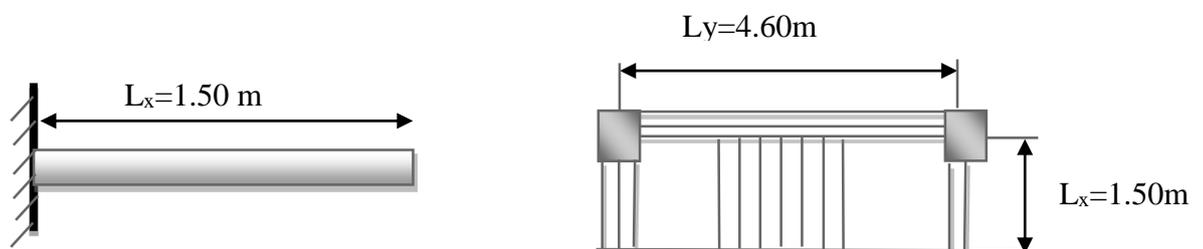


Figure II-14 Schémas statique d'escalier de la première et troisième partie d'E-sol 2

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5cm$$

On prend : **e = 12 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 140 \text{ cm}$; $H_0 = 102 \text{ cm}$.

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$\begin{cases} n = 6 \\ n - 1 = 5 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} g = 28cm \\ h = 17cm \end{cases}$$

➤ **Pour l'étage RDC, l'étage courant**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-1 Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment (RDC, l'étage courant)

	Type	volée	L_p (m)	L'_p	L_0 (m)	H_0 (m)	L (m)	α (°)	n	$n-1$	h (cm)	g (cm)	e (cm)
RDC, l'étage Courant	Type 1	1	1.45	2	1.50	1.02	3.26	34.21	6	5	17	30	14
		2	/	2	1.50	1.02	1.40	34.21	6	5	17	30	12
		3	1.45	2	1.50	1.02	3.26	34.21	6	5	17	30	14

➤ **Pour l'entrée de bâtiments**

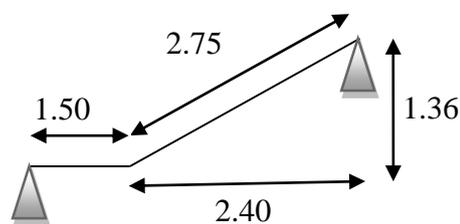


Figure II-15 Schémas statique d'escalier de l'entrée de bâtiments

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-2 Les dimensions de la cage d'escalier de l'entrée de bâtiments

	Type	L _p (m)	L ₀ (m)	H ₀ (m)	L (m)	α (°)	n	n-1	h (cm)	g (cm)	e (cm)
L'entrée de bât	Type 2	1.5	2.40	1.36	4.25	29.53	9	8	15	30	14

II.1.2 pré-dimensionnement des éléments principaux

II.1.2.1 les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

a) Les poutres principales (P.P)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur prédimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

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

On suppose des poteaux de (30×30) cm²

Avec :

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

(L_{max}=500-30=470 cm)

D'où L_{max} =470cm

$$\frac{470}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{470}{10}$$

$$31,33\text{cm} \leq h_{pp} \leq 47\text{cm}$$

On prend : **h=45cm** et **b=30cm**

➤ Vérification selon le R.P.A

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis du R.P.A 99/2003(article 7.5-1) qui sont les suivants :

- b= 30cm ≥ 20cm..... vérifiée.
- h=40cm ≥ 30cm..... vérifiée.
- h/b=40/ 30=1,33 < 4.....vérifiée.

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 45cm} \quad \text{et} \quad \mathbf{b = 30cm}$$

b) Les poutres secondaire (P.S)

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles sont prédimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

➤ **Critère de rigidité**

La hauteur des poutres secondaire est donnée par la formule suivante :

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

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis de la poutre secondaire.

$$L = 520 - 30 = 490 \text{cm}$$

D'où :

$$32.66 \text{cm} \leq h_{ps} \leq 49 \text{cm}$$

On prend : $\mathbf{h = 40cm}$ et $\mathbf{b = 30cm}$

➤ **Vérification selon le R.P.A**

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis du R.P.A 99/2003 (article 7.5-1) qui sont les suivants :

- $b = 30 \text{cm} \geq 20 \text{cm}$ vérifiée.
- $h = 35 \text{cm} \geq 30 \text{cm}$ vérifiée.
- $h/b = 35 / 30 = 1,16 < 4$ vérifiée.

Donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$\mathbf{h = 40cm} \quad \text{et} \quad \mathbf{b = 30cm.}$$

II.1.2.2 les voiles

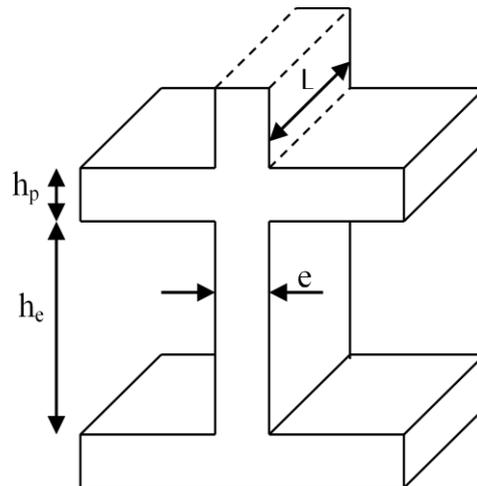


Figure II-16 Coupe de voile en élévation

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes

- $e > 15 \text{ cm}$(1)
- $e > h_e / 20$ (2) **RPA (article 7.7.1)**
- $L > 4 e$ (3)

Avec : e : Epaisseur du voile.
 L : Longueur du voile.
 h_e : Hauteur libre étage.

On a : $e \geq \max (e_{\min} ; \frac{h_e}{22})$

On a les hauteurs libres d'étages :

$h_e = 408 - 24 = 384 \text{ cm}$ pour entre sol1.

$h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$ pour entre sol2, RDC et étage courant.

D'où:

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{384}{22} = 17.06 \text{ cm} \text{ pour entre sol1.} \\ e \geq \frac{282}{22} = 12.81 \text{ cm} \text{ pour entre sol2, RDC et étage courant.} \end{array} \right.$$

Soit :

$e = 20\text{cm}$ pour entre sol1.

$e = 15\text{cm}$ pour entre sol2, RDC et la premier jusqu' au 7ème étages.

II.1.2.3 les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4,1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

Les conditions suivantes pour la zone II_a :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm.} \\ 0.25 < \frac{h_1}{b_1} < 4 \end{cases}$$

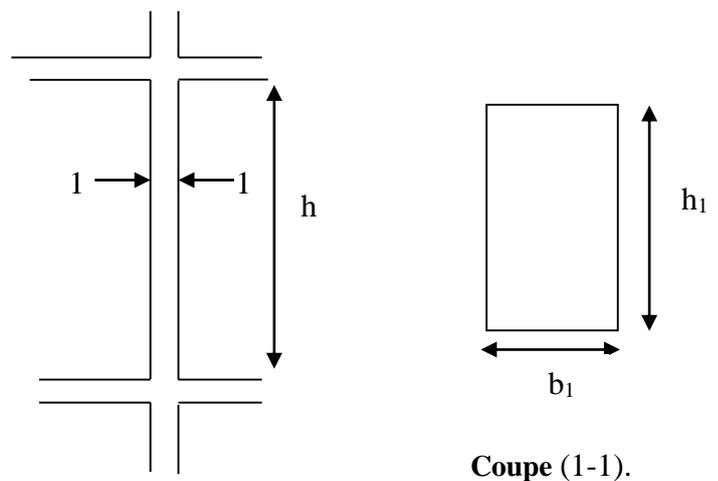


Figure II-17 Hauteur libre d'étage

On peu prendre les dimensions suivantes pour les poteaux:

- Entre sol 1, 2 : poteaux (55, 50) cm²
- RDC, 1^{ème} étage : poteaux (50, 45) cm²,
- 2^{ème}, 3^{ème} étage : poteaux (45,40) cm²,
- 4^{ème}, 5^{ème} étage : poteaux (40,35) cm².
- 6^{ème}, 7^{ème} étage : poteaux (35,30) cm².

II.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les charges permanentes G sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux; les constituantes, et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.2.2**.

II.2.1 Les planchers

a) Plancher terrasse inaccessible

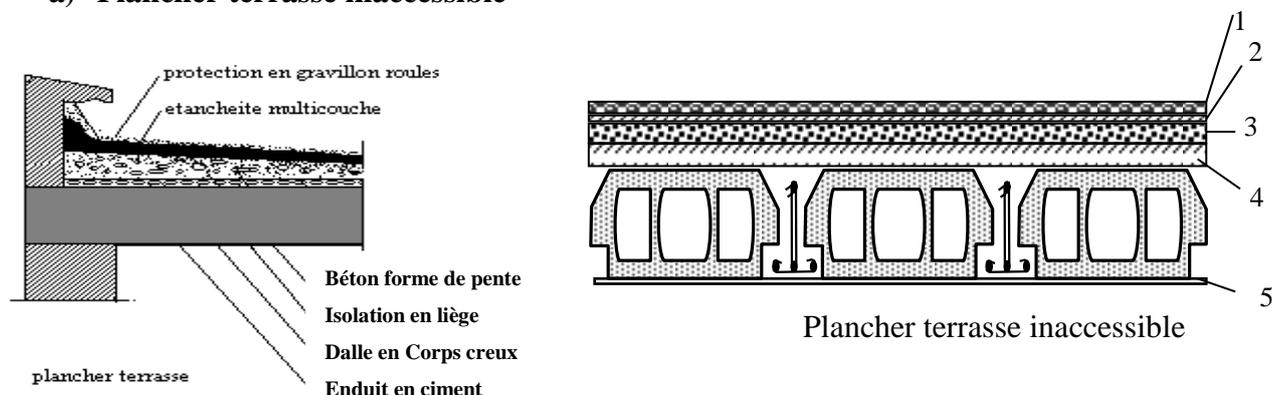


Figure II-18 Schéma du plancher terrasse inaccessible

Tableau II-3 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

	Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.065	22	1.43
4	Isolation thermique	0.015	18	0.27
5	plancher a corps creux (20+4) cm	0.24	14	3.36
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G= 6.02KN/m²	
Charge d'exploitation			Q = 1KN/m²	

II.2.2 Plancher de l'étage courant

Tableau II-4 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	9	0.90
Carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Lit de Sable	0.020	18	0.36
Plancher à corps creux (20+4)	0.24	14	3.36
Enduit de plâtre	0.020	10	0.20
Charge permanente totale	G= 5.36 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1.5 KN/m²		

- Les charges d'exploitation à prendre dans les deux cas :
 - étage commercial est estimée à Q= 5 KN/m².
 - étage service est estimée à Q= 2.5 KN/m².

II.2.3 Dalle plain

Tableau II-5 Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Dalle pleine	0.140	25	3.50
Carrelage	0.020	22	0.44
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Sable fin	0.020	18	0.36
Enduit de ciment	0.015	14	0.21
Charge permanente totale	G = 4.91 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 1.5 KN/m²		

II.2.4 Plancher dalle pleine pour l'ascenseur

Tableau II-6 Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine pour l'ascenseur.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
Total charges permanentes	G = 3.75 KN/m²		
Total charges Exploitations	Q = 1 KN/m²		

II.2.5 Les balcons

C'est une plaque en béton armé portant sur un, deux ou trois appuis, c'est un élément considéré secondaire dans le contreventement de la structure, il joue un rôle de confort pour l'utilisateur et d'esthétique dans l'aspect architectural.

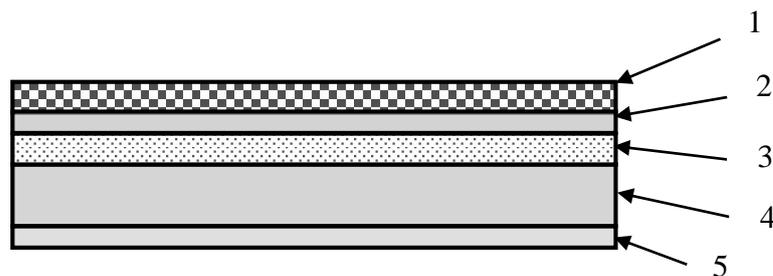


Figure II-19 Schéma d'un balcon

Tableau II-7 Evaluation des charges dans les balcons.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	14	25	3.5
Enduit en plâtre	2	10	0.2

Charge permanente	$G = 4.90 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.6 Murs

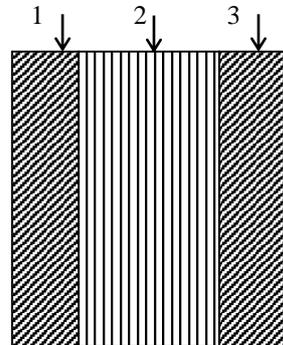


Figure II-20 Mur intérieur

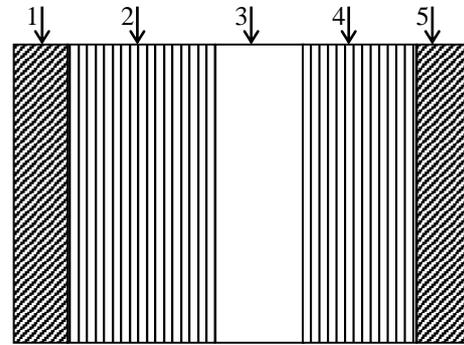


Figure II-21 Mur extérieur

a) Les murs extérieurs

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

Tableau II-8 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids "G" (KN/m²)
1	Enduit ciment extérieur	1.5	18	0.27
2	Brique creuse de 15 cm	15	/	1.3
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
5	Enduit plâtre intérieur	1.5	10	0.15
				$\Sigma = 2.62$

b) Murs intérieur

Ils jouent un rôle important dans l'isolation phonique du bâtiment et de séparation.

Tableau II-9 Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

N° des parois	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids "G" (KN/m²)
1	Enduit ciment extérieur	1.5	10	0.15
2	Brique creuse de 10cm	10	/	0.90
3	Enduit plâtre intérieur	1.5	10	0.15
				$\Sigma = 1.2$

II.2.7 Les escaliers

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Tableau II-10 Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids "G" (KN/m ²)
Poids de la dalle	3.50	3.5
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Garde de corps	0.00	0.60
Enduit de plâtre	0.15	0.15

$$G_{palier} = 4.49 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{paillasse} = 6.96 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{escalier} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

II.2.8 L'acrotère

Tableau II-11 Evaluation des charges de l'acrotère.

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit en ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
1	60	10	0.4	2.46	1.0	2.86

II.3 DESCENTE DE CHARGE

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.3.1 Surface afférente

- **Poteau cage d'escalier (P1) : voir la figure II-4**

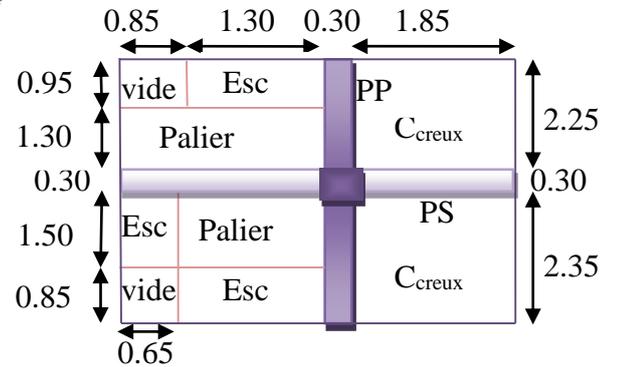


Figure II-22 Surface afférente (P1)

Tableau II-12 Surface afférente poteau de

Etage	S _{c.creux} (m ²)	S _{volée} (m ²)	S _{palier} (m ²)	G(KN)	Q(KN)
Plancher Terrasse	19.78	/	/	119.07	19.78
Plancher courant	13.31	1.235	3.225	94.41	31.11
Plancher E-sol	13.31	1.235	3.225	107.72	44.42
Plancher S-sol	8.51	3.48	5.045	89.40	63.86

- **Poteau (P2) : voir la figure II-4**

$$S_{af} = (1.85+2.45) \times 2.35 + (1.85+2.45) \times 2.25$$

$$S_{af} = 19.78 \text{ m}^2$$

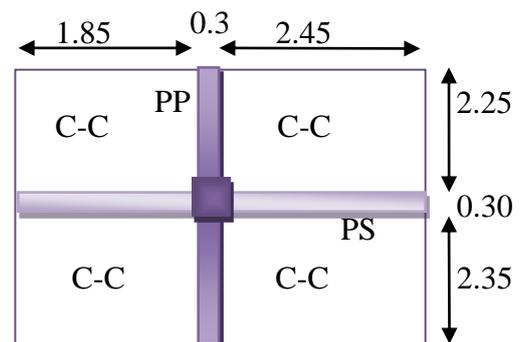


Figure II-23 Surface afférente (P2)

II.3.2 Les charges et surcharges

- **Poteau (P2)**

Planchers terrasse inaccessible

$$G = 19.78 \times 6.02 = 119.07\text{KN}$$

$$Q = 19.78 \times 1 = 19.78 \text{ KN}$$

Etages RDC, 1 à 6

$$G = 19.78 \times 5.36 = 106.02\text{KN}$$

$$Q = 19.78 \times 1.5 = 29.67\text{N}$$

Plancher entre sol 2

$$G = 19.78 \times 5.36 = 106.02\text{KN}$$

$$Q = 19.78 \times 2.5 = 49.45 \text{KN}$$

Plancher entre sol 1

$$G = 19.78 \times 5.36 = 106.02 \text{KN}$$

$$Q = 19.78 \times 5 = 98.90 \text{KN}$$

Les poutres

$$G_{PP} = (0.3 \times 0.45) \times (2.35 + 2.25) \times 25 = 17.84 \text{KN}$$

$$G_{PS} = (0.3 \times 0.40) \times (1.85 + 2.45) \times 25 = 12.9 \text{KN}$$

$$G = G_{PS} + G_{PP} = 13.80 + 11.28 = 30.74 \text{KN}$$

Poids des poteaux

$$\text{Poteaux } (55, 50) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 28.05 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (50, 45) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 17.21 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (45, 40) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 13.77 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (40, 35) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 10.71 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux } (35, 30) \text{ cm}^2 \rightarrow G = 8.03 \text{ KN}$$

II.3.3 La loi de dégression

DTR B.C2.2

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3+n)/2n \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

- Selon le **DTR (BC.2.2) Article 6**, pour les bâtiments bureaux, on applique la loi de dégression de base à la fraction de la charge d'exploitation égale à cette dernière diminuée de 1 KN/m^2 .
- La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

a) Descente des charges pour le poteau cage d'escalier (P1)

Les résultats de la descente des charges sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-13 Descente de charge (poteau cage d'escalier P₁).

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher T-inaccessible Poteau (35×30) Poutres	157.85	19.78
N ₁	N ₀ Plancher étage courant Poutres Poteau (35×30) Escalier	291.02	50.89
N ₂	N ₁ Plancher courant Poutres Poteau (40×35) Escalier	426.88	78.88
N ₃	N ₂ Plancher courant Poutres Poteau (40×35) Escalier	562.74	103.77
N ₄	N ₃ Plancher courant Poutres Poteau (45×40) Escalier	701.66	125.55
N ₅	N ₄ Plancher courant Poutres Poteau (45×40) Escalier	840.58	144.22
N ₆	N ₅ Plancher courant Poutres Poteau (50×45) Escalier	982.94	159.77
N ₇	N ₆ Plancher courant Poutres Poteau (50×45) Escalier	1125.30	174.39
N ₈	N ₇ Plancher courant Poutres Poteau (55×50)	1291.81	195.77

	Escalier		
N₉	N ₈ Plancher courant Poutres Poteau (55×50) Escalier	1440.00	295.63
Total	Σ=	1440.00	295.63

A la base : **G = 1440.00 KN** et **Q = 295.63 KN**.

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à 10%, telle que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 1440 + 1.5 \times 295.63)$$

$$N_u = 2626.18 \text{ KN}$$

b) Descente des charges pour le poteau (P2)

Les résultats de la descente des charges sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-14 Descente de charge (P₂).

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher T- inaccessible Poutre (pp+ps) Poteau (35×30)	157.84	19.67
N2	G venant de N1 Plancher courant Poutre (pp+ps)	294.60	49.45
N3	G venant de N2 Poteau (35×30)	302.63	49.45
N4	G venant de N3 Plancher courant Poutre (pp+ps)	439.39	76.153
N5	G venant de N4 Poteau (40×35)	450.10	76.153
N6	G venant de N5 Plancher courant Poutre (pp+ps)	586.86	99.88
N7	G venant de N6 Poteau (40×35)	597.57	99.88
N8	G venant de N7 Plancher courant Poutre (pp+ps)	734.33	120.65

N9	G venant de N8 Poteau (45×40)	748.10	120.65
N10	G venant de N9 Plancher courant Poutre (pp+ps)	884.96	138.29
N11	G venant de N10 Poteau (45×40)	898.63	138.29
N12	G venant de N11 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1035.39	153.29
N13	G venant de N12 Poteau (50×45)	1052.60	153.29
N14	G venant de N13 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1189.36	167.23
N15	G venant de N14 Poteau (50×45)	1206.57	167.23
N16	G venant de N15 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1343.33	193.95
N17	G venant de N16 Poteau (55×50)	1371.38	193.95
N18	G venant de N17 Plancher courant Poutre (pp+ps)	1508.14	292.85
N19	G venant de N18 Poteau (55×50)	1455.53	292.85
Total	Σ=	1455.53	292.85

A la base : **G = 1455.53 KN** et **Q = 292.85 KN.**

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à 10%, telle que :

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$N_u = 1.1 \times (1.35 \times 1455.53 + 1.5 \times 292.85)$$

$$N_u = 2764.44 \text{ KN}$$

Remarque

D'après le RPA99 version 2003 (**art 7.4.1**), il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et ceux de rive, des sections identiques à celles des poteaux centraux, et cela pour une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

II.4 VERIFICATION

II.4.1 Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} = 0.184 \text{ m}^2$$

on a : $B = 0.55 \times 0.5 \Rightarrow B = 0.275 \text{ m}^2 \geq 0.194 \text{ m}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée

Ce tableau résume les vérifications des poteaux à la compression pour tous les niveaux :

Tableau II-15 Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	sections	Condition $B > B_{\text{calculée}}$		Observation
			B (m ²)	B _{calculée} (m ²)	
Entre sol 1,2	2764.44	55×50	0.275	0.194	Vérifiée
RDC et 1^{er} étage	2067.68	50×45	0.225	0.145	Vérifiée
2^{eme}, 3^{eme} étage	1562.64	45×40	0.180	0.110	Vérifiée
4^{eme}, 5^{eme} étage	1052.19	40×35	0.140	0.074	Vérifiée
6^{eme}, 7^{eme} étage	530.99	35×30	0.105	0.037	Vérifiée

II.4.2 Vérification au flambement :

D'après le (**CBA 93**), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement : $\lambda = L_f / i$

L_f : Longueur de flambement.

L_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{I/B}$

I : Moment d'inertie : $I = b_1 \times h_1^3 / 12$

❖ **Vérification du poteau de entre sol 1**

$$L_f = 0.7 \times 3.63 = 2.541 \text{ m}$$

$$B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{ m}^2 \Rightarrow I = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 6.932 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{6.932 \times 10^{-3}}{0.275}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{2.541}{0.158} = 16.08 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.08}{35}\right)^2} = 0.815$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2764.44 \times 10^{-3}}{0.815 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.154 \text{ m}^2$$

B_r : la section réduite

$$B_r = (55 - 2.5) \times (50 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.249 \text{ m}^2 > 0.154 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc pas de risque de flambement pour ce poteau.

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour tous les niveaux.

Tableau II-16 Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Nu	sections	Condition $B > B_{calculée}$		observation
			B (m ²)	$B_{calculée}$ (m ²)	
Entre sol 1,2	2764.44	55×50	0.249	0.154	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	2067.68	50×45	0.201	0.113	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	1562.64	45×40	0.159	0.086	Vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	1052.19	40×35	0.121	0.061	Vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	530.99	35×30	0.089	0.029	Vérifiée

II.4.3 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Art (7.4.3.1)}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Tableau II-17 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N (KN)	Section (cm ²)	N_{rd}	Remarque
Entre sol 1, 2	2764.44	55×50	0.402	Non vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	2067.68	50×45	0.367	Non vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	1562.64	45×40	0.347	Non vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	1052.19	40×35	0.300	vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	530.99	35×30	0.202	vérifiée

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit n'est pas vérifié, alors il faut augmenter les sections des poteaux dans ces niveaux.

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \Rightarrow B \leq \frac{N}{0.3 \times f_{c28}}$$

Après l'augmentation des sections des poteaux en adopte des résultats suivants :

Tableau II-18 Nouvelle vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N (KN)	Section (cm ²)	N_{rd}	Remarque
Entre sol 1,2	2764.44	65×60	0.283	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	2067.68	60×55	0.250	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	1562.64	55×50	0.277	Vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	1052.19	50×45	0.187	Vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	530.99	45×40	0.117	vérifiée

II.4.4 Condition de RPA 99

1- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.}$

2- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_2}{20} \text{ cm}$ Avec h_2 : la hauteur d'étage.

3- $0.25 < \frac{h_1}{b_1} < 4.$

Tableau II-19 Vérification des conditions du RPA

niveaux	Section(Cm ²)	Condition 1	Condition 2	Condition 3	Observation
E- sol 1	65×60	$60 \geq 25$	$60 \geq 20.4$	$0.25 < 0.92 < 4$	Vérifiée
E- sol 2	65×60	$60 \geq 25$	$60 \geq 15.3$	$0.25 < 0.92 < 4$	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	60×55	$55 \geq 25$	$55 \geq 15.3$	$0.25 < 0.91 < 4$	Vérifiée
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	55×50	$50 \geq 25$	$50 \geq 15.3$	$0.25 < 0.90 < 4$	Vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	50×45	$45 \geq 25$	$45 \geq 15.3$	$0.25 < 0.90 < 4$	Vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	45×40	$40 \geq 25$	$40 \geq 15.3$	$0.25 < 0.88 < 4$	Vérifiée

CONCLUSION

D'après le prédimensionnement des éléments structuraux et la satisfaction des vérifications nécessaires, nous adoptons les sections suivantes:

- Poutres principales (30,45) cm².
- Poutres secondaires (30,40) cm².
- poteaux (Entre sol 1 ,2) (65, 60) cm².
- poteaux (RDC, 1^{er} étage)..... (60, 55) cm².
- poteaux (2^{eme}, 3^{eme} étage) (55, 50) cm².
- poteaux (4^{eme}, 5^{eme} étage) (50, 45) cm².
- poteaux (6^{eme}, 7^{eme} étage) (45, 40) cm².



CHAPITRE III

INTRODUCTION

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fera en respectant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis, détermination de la section des aciers nécessaires pour reprendre les charges en question tout on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 / 2003...).

III.1.PLANCHER

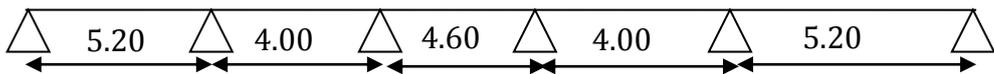
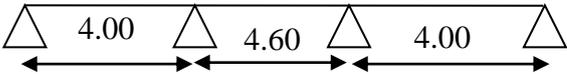
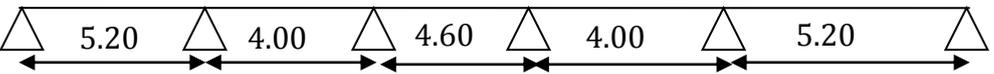
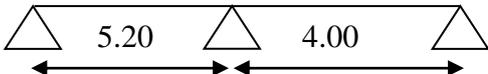
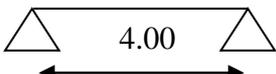
III.1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent a la flexion simple, elles sont des sections en Té en béton arme servant à transmettre les charges reparties ou concentrées aux poutres principales.

III.1.2 Les différents types de poutrelles

Dans notre structure on a plusieurs types de poutrelles dans les différents planchers, on distingue :

Tableau III-1 Les types de poutrelles.

	Types	Schéma statique
Terrasse	1	
	2	
Etage courant	1	
	2	
	3	
	4	

Etage service	1	
	2	
Etages commerce	1	
	2	

a) Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire: BAEL91 (Art. B 6.2.2.1.1)**

Pour déterminer les moments en appuis et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée : $(Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2))$
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

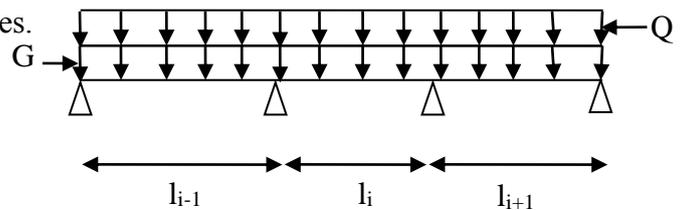


Figure III-1 Schéma d'une Poutre continue.

1) Vérification des conditions de BAEL

• **1^{ère} condition**

- ✓ Plancher terrasse inaccessible $G = 6.02\text{KN/m}^2$
 $Q = 1.00\text{KN/m}^2 \rightarrow 1.00 \leq \min (2 \times 6.02 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ Plancher étages courant $G = 5.36\text{KN/m}^2$
 $Q = 1.5\text{KN/m}^2 \rightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.36 ; 5)\text{KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ Plancher usages service $G = 5.36\text{KN/m}^2$
 $Q = 2.5\text{KN/m}^2 \rightarrow 2.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.36 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ Plancher usages commercial $G = 5.36\text{KN/m}^2$

$$Q = 5\text{KN/m}^2 \rightarrow 5\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5.36 ; 5)\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **2^{ème} Condition** $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ non Vérfiée.

Pour tous les types de poutrelles sauf 2 type d'étage courant et la terrasse inaccessible.

- **3^{ème} Condition**

Les moments d'inertie sont les même dans toutes les travées..... Vérfiée.

- **4^{ème} Condition**

La fissuration est peu nuisible.

2) Les moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et

permanentes.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage), seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

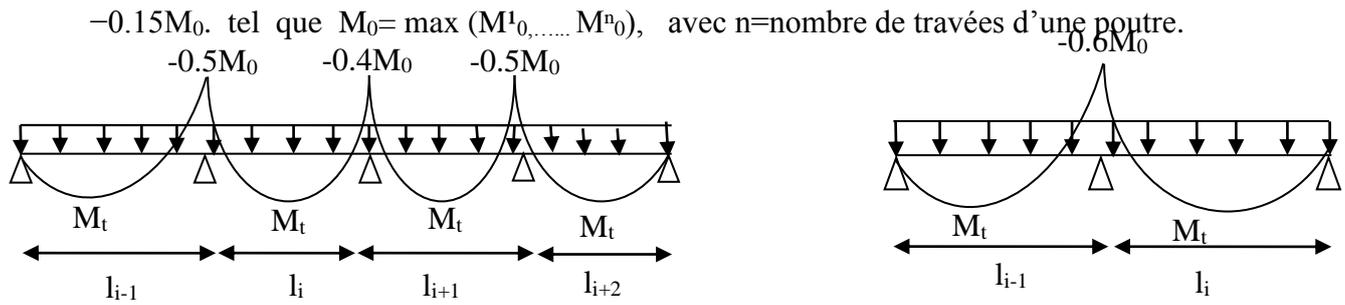


Figure III-2 Moments sur une poutre à plus de deux travées **Figure III-3** Moments sur une poutre à deux travées

3) Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_d - M_g) / l_i$

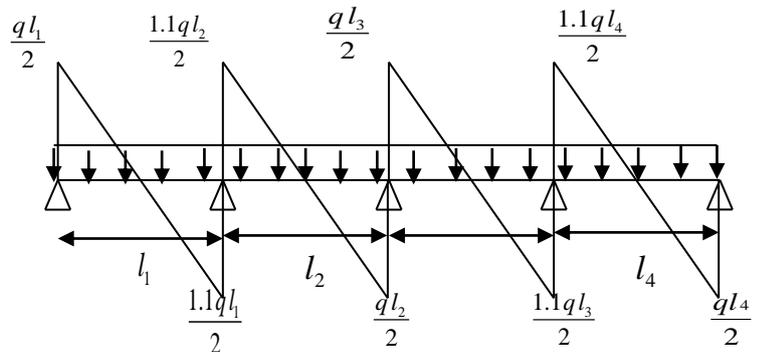
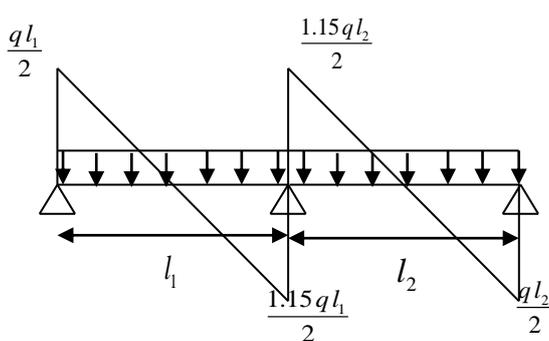


Figure III-4 Effort tranchant sur une poutre à 2travées. **Figure III-5** Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

➤ **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**

- **Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

▪ Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

1) Evaluation des moments :

-Moment sur appuis (M_i) :

$$M_i = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,81 & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

- Moment en travée (M_t)

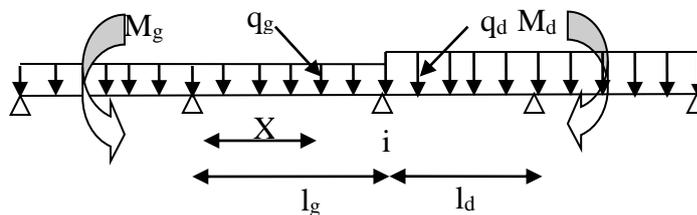


Figure III-6 Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot.

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql} = \frac{l}{2} - \frac{M_g}{ql} + \frac{M_d}{ql}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

2) Evaluation des efforts tranchants (en travée)

$$VA = \frac{dM}{dX} = \frac{qL}{2} + \frac{Md - Mg}{L}$$

$$VB = \frac{dM}{dX} = -\frac{qL}{2} + \frac{Md - Mg}{L}$$

a) Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

DTR BC 2.2

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

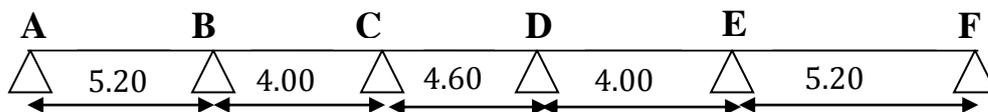
$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

Tableau III-2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Plancher inaccessible	6.02	1	9.62	6.25	7.02	4.56
Etages courants	5.36	1.5	9.48	6.16	6.86	4.45
Etages bureau	5.36	2.5	10.98	7.13	7.86	5.10
Etages commercial	5.36	5	14.73	9.57	10.36	6.73

b) Exemple illustratif : type numéro 1

▪ Plancher d'étage commercial



Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.36 = 3.57 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 8.00 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (G' + Q) \times 0.65 = 5.57 \text{ KN/m}$$

• Moment aux appuis :

➤ A l'ELU

$$M = (l_d^3 + l_g^3) \frac{P_u}{8.5 (l_d + l_g)}$$

- Calcul des longueurs fictives : $l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,81 & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$

$$L'_{AB} = L_{AB} = 5.20m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4 = 3.2m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 4.60 = 3.68m$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0.8 \times 4 = 3.2m$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 5.20m$$

- **Calcul des moments**

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = \frac{8.00 \times (5.2^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (5.2 + 3.2)} \Rightarrow M_B = -19.42 \text{Kn.m}$$

- **A l'ELU**

$$M_C = \frac{8.00 \times (3.2^3 + 3.68^3)}{8.5 \times (3.2 + 3.68)} \Rightarrow M_C = -11.30 \text{Kn.m}$$

$$M_D = \frac{8.00 \times (3.68^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.68 + 3.2)} \Rightarrow M_D = -11.30 \text{Kn.m}$$

$$M_E = \frac{8.00 \times (3.2^3 + 5.2^3)}{8.5 \times (3.2 + 5.2)} \Rightarrow M_E = -19.42 \text{Kn.m}$$

- **A l'ELS**

$$M_A = M_f = 0.$$

$$M_B = \frac{5.57 \times (5.2^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (5.2 + 3.2)} \Rightarrow M_B = -13.52 \text{KN.m}$$

$$M_C = \frac{5.57 \times (3.2^3 + 3.68^3)}{8.5 \times (3.2 + 3.68)} \Rightarrow M_C = -7.86 \text{KN.m}$$

$$M_D = \frac{5.57 \times (3.68^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.68 + 3.2)} \Rightarrow M_D = -7.86 \text{KN.m}$$

$$M_E = \frac{5.57 \times (3.2^3 + 5.2^3)}{8.5 \times (3.2 + 5.2)} \Rightarrow M_E = -13.52 \text{KN.m}$$

Remarque :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

$$\text{A l'ELU } M_A = M_F = -0.15 \frac{8.00}{8} l_{AB}^2 = -4.05 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS } M_A = M_F = -0.15 \frac{5.57}{8} l_{AB}^2 = -2.82 \text{KN.m}$$

- **Moment en travée :**

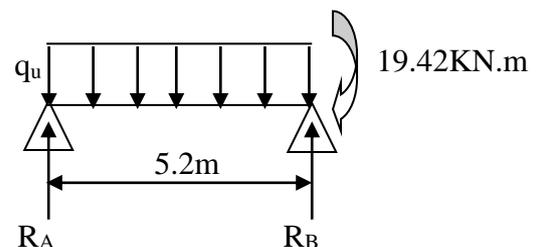
Travée AB

A l'ELU

$$x = \frac{5.2}{2} - \frac{19.42}{5.2 \times 9.57} = 2.21m$$

$$M = \frac{9.57 \times 2.21 \times (5.2 - 2.21)}{2} - 19.42 \times \frac{2.21}{5.2}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 23.36 \text{KNm}$$



A ELS

$$x = \frac{5.2}{2} + \frac{(-13.52)}{5.2 \times 6.73} = 2.21m$$

$$M(2.21) = \frac{6.73 \times 2.21 \times (5.2 - 2.21)}{2} + (-13.52) \times \frac{2.21}{5.2}$$

$$M_{tAB}^{max} = 16.48KNm$$

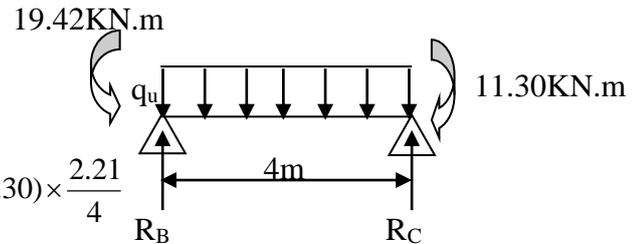
Travée BC

A ELU

$$1x = \frac{4}{2} + \frac{(-11.30) - (-19.42)}{9.57 \times 4} = 2.21m$$

$$M(x) = \frac{9.57 \times 2.21 \times (4 - 2.21)}{2} + (-19.42) \times (1 - \frac{2.21}{4}) + (-11.30) \times \frac{2.21}{4}$$

$$M_{BC}^{Max} = 3.99KNm$$

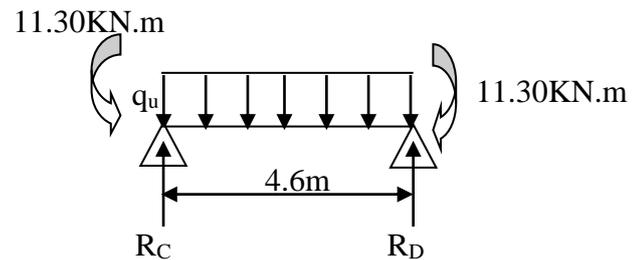


A l'ELS

$$x = \frac{4}{2} + \frac{(-7.86) - (-13.52)}{6.73 \times 4} = 2.21m$$

$$M(x) = \frac{6.73 \times 2.21 \times (4 - 2.21)}{2} + (-13.52) \times (1 - \frac{2.21}{4}) + (-7.86) \times \frac{2.21}{4}$$

$$M_{BC}^{Max} = 2.91KNm$$



Travée CD

A ELU

$$x = \frac{4.6}{2} + \frac{(-11.30) - (-11.30)}{9.57 \times 4.6} = 2.3m$$

$$M(x) = \frac{9.57 \times 2.3 \times (4.6 - 2.3)}{2} + (-11.30) \times (1 - \frac{2.3}{4.6}) + (-11.30) \times \frac{2.3}{4.6}$$

$$M_{CD}^{Max} = 14.01KNm$$

A l'ELS

$$x = 2.3m$$

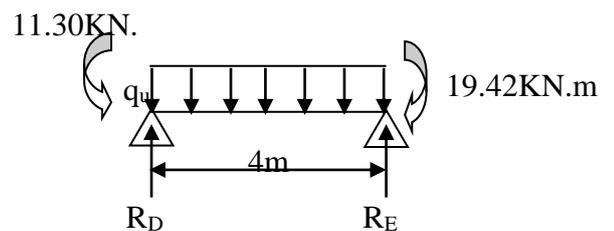
$$M(x) = \frac{6.73 \times 2.3 \times (4.6 - 2.3)}{2} + (-7.86) \times (1 - \frac{2.3}{4.6}) + (-7.86) \times \frac{2.3}{4.6}$$

$$M_{CD}^{Max} = 9.94KNm$$

Travée DE

A ELU

$$x = \frac{4}{2} + \frac{(-19.42) - (-11.30)}{9.57 \times 4} = 1.78m$$



$$M(x) = \frac{9.57 \times 1.78 \times (4 - 1.78)}{2} + (-11.30) \times \left(1 - \frac{1.78}{4}\right) + (-19.42) \times \frac{1.78}{4}$$

$$M_{DE}^{Max} = 3.99 \text{ KNm}$$

A l'ELS

$$x = 1.78 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.73 \times 1.78 \times (4 - 1.78)}{2} + (-7.86) \times \left(1 - \frac{1.78}{4}\right) + (-13.52) \times \frac{1.78}{4}$$

$$M_{DE}^{Max} = 2.91 \text{ KNm}$$

Travée EF**A ELU**

$$x = \frac{5.2}{2} + \frac{19.42}{5.2 \times 9.57} = 2.99 \text{ m}$$

$$M = \frac{9.57 \times 2.99 \times (5.2 - 2.99)}{2} - 19.42 \times \left(1 - \frac{2.99}{5.2}\right)$$

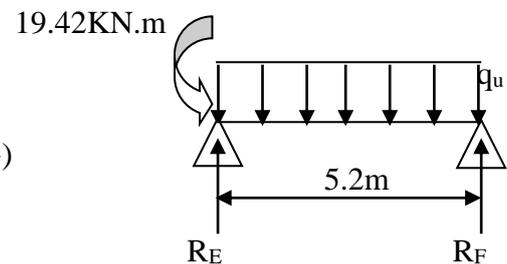
$$M_{iEF}^{max} = 23.36 \text{ KNm}$$

A l'ELS

$$x = 2.99 \text{ m}$$

$$M = \frac{6.73 \times 2.99 \times (5.2 - 2.99)}{2} - 13.52 \times \left(1 - \frac{2.99}{5.2}\right)$$

$$M_{iEF}^{max} = 16.48 \text{ KNm}$$



- Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

Travée AB

$$V_A = \frac{9.57 \times 5.2}{2} + \frac{(-19.42)}{5.2} = 21.14 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{9.57 \times 5.2}{2} + \frac{(-19.42)}{5.2} = -28.61 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{9.57 \times 4}{2} + \frac{(-11.30) - (-19.42)}{4} = 21.17 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9.57 \times 4}{2} + \frac{(-11.30) - (-19.42)}{4} = -17.11 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{9.57 \times 4.6}{2} + \frac{(-11.30) - (-11.30)}{4.6} = 22.01 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{9.57 \times 4.6}{2} + \frac{(-11.30) - (-11.30)}{4.6} = -22.01 \text{KN}$$

Travée DE

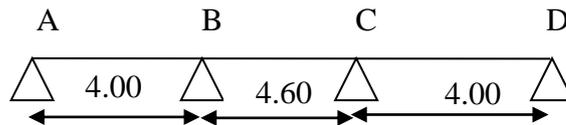
$$V_D = \frac{9.57 \times 4}{2} + \frac{(-19.42) - (-11.30)}{4} = 17.11 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{9.57 \times 4}{2} + \frac{(-19.42) - (-11.30)}{4} = -21.17 \text{KN}$$

Travée EF

$$V_E = \frac{9.57 \times 5.2}{2} + \frac{-(-19.42)}{5.2} = 28.61 \text{KN}$$

$$V_F = -\frac{9.57 \times 5.2}{2} + \frac{-(-19.42)}{5.2} = -21.14 \text{KN}$$

➤ **Plancher d'étage courant : type 2**

$$0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

Donc on applique la méthode forfaitaire

$$P_u = 6.16 \text{KN/ml}$$

$$P_s = 4.45 \text{KN/ml}$$

Calcul a l'ELU**a) Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{6.16}{8} 4^2 = 12.32 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6.16}{8} \times 4.6^2 = 16.29 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{6.16}{8} 4^2 = 12.32 \text{KN.m}$$

b) Moment aux appuis :

$$M_A = M_D = 0$$

• **Appuis intermédiaires:**

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 16.29 = -8.14 \text{KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 16.29 = -8.14 \text{KN.m}$$

c) Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.35} = 0.21 ; \alpha = 0.21 \Rightarrow \begin{cases} 1+0.3\alpha = 1.06 \\ 1.2+0.3\alpha = 1.26 \end{cases}$$

Travée A-B de rive :

$$M_t + \frac{0+8.14}{2} \geq (1.06 \times 12.32) \Rightarrow M_t \geq 9.98 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 12.32 \Rightarrow M_t \geq 7.76 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(9.98; 7.76) \Rightarrow M_t = 9.98 \text{KN.m}$$

Travée B-C intermédiaire :

$$M_t + \frac{8.14+8.14}{2} \geq (1.06 \times 16.29) \Rightarrow M_t \geq 9.12 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(9.12; 8.63) \Rightarrow M_t = 9.12 \text{KN.m}$$

Travée C-D de rive :

$$M_t + \frac{8.14+0}{2} \geq 1.06 \times 12.32 \Rightarrow M_t \geq 8.98 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 12.32 \Rightarrow M_t \geq 7.76 \text{KN.m}$$

$$M_t = \max(8.98; 7.76) \Rightarrow M_t = 8.98 \text{KN.m}$$

d) Les efforts tranchants

On utilise la méthode de la RDM :
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

Travée A-B :

$$V_A = \frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = \frac{6.16 \times 4}{2} + \frac{-8.14 - 0}{4} \Rightarrow V_A = 10.28 \text{KN.}$$

$$V_B = -\frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = -\frac{6.16 \times 4}{2} + \frac{-8.14 - 0}{4} \Rightarrow V_B = -14.35 \text{KN.}$$

Travée B-C :

$$V_B = \frac{Pu \times l_{BC}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{BC}} = \frac{6.16 \times 4.6}{2} + \frac{(-8.14) - (-8.14)}{4.6} \Rightarrow V_B = 14.16 \text{KN.}$$

$$V_C = -\frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = -\frac{6.16 \times 4.6}{2} + \frac{(-8.14) - (-8.14)}{4.6} \Rightarrow V_C = -14.16 \text{KN.}$$

Travée C-D :

$$V_C = \frac{Pu \times l_{CD}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{CD}} = \frac{6.16 \times 4}{2} + \frac{(0) - (-8.14)}{4} \Rightarrow V_C = 14.35 \text{KN.}$$

$$V_D = \frac{Pu \times l_{AB}}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_{AB}} = -\frac{6.16 \times 4}{2} + \frac{8.14 - 0}{4} \Rightarrow V_D = -10.28 \text{KN.}$$

➤ Calcul à L'ELS

a) Moment isostatique

$$\text{Travée A-B} : M_0^{AB} = \frac{4.45 \times 4^2}{8} = 8.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C} : M_0^{BC} = \frac{4.45 \times 4.6^2}{8} = 11.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D} : M_0^{CD} = \frac{4.45 \times 4^2}{8} = 8.90 \text{ KN.m}$$

b) Moments aux appuis

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 11.77 = -5.88 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 11.77 = -5.88 \text{ KN.m}$$

c) Moments en travées

Travée A-B de rive :

$$M_t + \frac{0 + 5.88}{2} \geq 1.06 \times 8.90 \Rightarrow M_t \geq 6.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 8.90 \Rightarrow M_t \geq 5.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.49; 5.60) \Rightarrow M_t = 6.49 \text{ KN.m}$$

Travée B-C intermédiaire :

$$M_t + \frac{5.88 + 5.88}{2} \geq 1.06 \times 11.77 \Rightarrow M_t \geq 6.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.06}{2} \times 11.77 \Rightarrow M_t \geq 6.23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.59; 6.23) \Rightarrow M_t = 6.59 \text{ KN.m}$$

Travée C-D de rive:

$$M_t + \frac{5.88 + 0}{2} \geq 1.06 \times 8.90 \Rightarrow M_t \geq 6.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.26}{2} \times 8.90 \Rightarrow M_t \geq 5.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \max(6.49; 5.60) \Rightarrow M_t = 6.49 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage commercial.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-19.42	23.37	21.16	-28.64
	B – C	4.00	3.20	----	-19.42	-11.30	3.98	21.19	-17.12
	C – D	4.60	3.68	----	-11.30	-11.30	14.01	22.02	-22.02
	D – E	4.00	3.20	----	-11.30	-19.42	3.98	17.12	-21.19
	E – F	5.20	5.20	----	-19.42	0.00	23.37	21.64	-21.16
02	A – B	5.20	5.20	27.04	0	-20.96	22.74	20.87	-28.93
	B – C	4.00	4.00	16.00	-20.96	0	10.10	24.39	-13.91

Tableau III-4 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage commerce.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfai taire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-13.53	16.49
	B – C	4.00	3.20	----	-13.53	-7.87	2.91
	C – D	4.60	3.68	----	-7.87	-7.87	9.93
	D – E	4.00	3.20	----	-7.87	-13.53	2.91
	E – F	5.20	5.20	----	-13.53	0.00	16.49
02	A – B	5.20	5.20	18.82	0.00	-14.58	16.05
	B – C	4.00	4.00	11.14	-14.58	0.00	7.16

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher service, plancher courant et plancher terrasse sont représentés dans les tableaux ci-dessous

Tableau III-5 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour l'étage de service.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfai taire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-13.53	17.84	15.96	-21.16
	B – C	4.00	3.20	----	-13.53	-7.87	3.72	15.69	-12.86
	C – D	4.60	3.68	----	-7.87	-7.87	11.01	16.42	-16.42
	D – E	4.00	3.20	----	-7.87	-13.53	3.72	12.86	-15.69
	E – F	5.20	5.20	----	-13.53	0.00	17.84	21.16	-15.96
02	A – B	5.20	5.20	18.82	0.00	-14.58	17.39	15.76	-21.37
	B – C	4.00	4.00	11.14	-14.58	0.00	7.92	17.92	-10.63

Tableau III-6 Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour l'étage de service.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfai taire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-9.58	12.80
	B – C	4.00	3.20	----	-9.58	-5.77	2.73
	C – D	4.60	3.68	----	-5.77	-5.77	7.93
	D – E	4.00	3.20	----	-5.77	-9.58	2.73
	E – F	5.20	5.20	----	-9.58	0.00	12.80
02	A – B	5.20	5.20	13.31	0.00	-10.33	12.49
	B – C	4.00	4.00	7.88	-10.33	0.00	5.70

Tableau III-7 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage courant.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-11.16	15.63	13.88	-18.17
	B – C	4.00	3.20	----	-11.16	-6.49	3.61	13.50	-11.16
	C – D	4.60	3.68	----	-6.49	-6.49	9.81	14.18	-14.18
	D – E	4.00	3.20	---	-6.49	-11.16	3.61	11.16	-13.50
	E – F	5.20	5.20	----	-11.16	0.00	15.63	18.17	-13.88
02	A – B	4	4	12.32	0	-8.14	8.98	10.28	-14.35
	B – C	4.6	4.6	16.29	-8.14	-8.14	9.12	14.16	-14.16
	C – D	4	4	12.32	-8.14	0.00	8.98	14.35	-10.28
03	A – B	5.20	5.20	15.51	0.00	-12.03	15.26	13.71	-18.34
	B – C	4.00	4.00	9.18	-12.03	0.00	7.05	15.34	-9.32
04	A – B	4.00	4.00	9.18	0.00	0.00	13.05	12.32	-12.32

Tableau III-8 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage courant.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-8.00	11.33
	B – C	4.00	3.20	----	-8.00	-4.65	12.66
	C – D	4.60	3.68	----	-4.65	-4.65	7.13
	D – E	4.00	3.20	---	-4.65	-8.00	12.66
	E – F	5.20	5.20	----	-8.00	0.00	11.33
02	A – B	4	4	8.90	0	-5.88	6.49
	B – C	4.6	4.6	11.77	-5.88	-5.88	6.59
	C – D	4	4	8.90	-5.88	0	6.49
03	A – B	5.20	5.20	11.12	0.00	-8.62	11.06
	B – C	4.00	4.00	6.58	-8.62	0.00	5.12
04	A – B	4.00	4.00	6.58	0	0	9.43

Tableau III-9 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELU pour étage T-inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfai taire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-10.92	16.04	14.17	-18.37
	B – C	4.00	3.20	----	-10.92	-6.35	3.98	13.65	-11.37
	C – D	4.60	3.68	----	-6.35	-6.35	10.20	14.39	-14.39
	D – E	4.00	3.20	----	-6.35	-10.92	3.98	11.37	-13.65
	E – F	5.20	5.20	----	-10.92	0.00	16.04	18.37	-14.17
02	A – B	4.00	4.00	12.50	0	-8.26	8.87	10.43	-14.56
	B – C	4.60	4.60	16.53	-8.26	-8.26	9.93	14.37	-14.37
	C – D	4.00	4.00	12.50	-8.26	0	8.87	14.56	-10.43

Tableau III-10 Sollicitations pour les différents types de poutrelles à l'ELS pour étage T-inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfai taire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)
					M _g	M _d	
01	A – B	5.20	5.20	----	0.00	-7.91	11.72
	B – C	4.00	3.20	----	-7.91	-4.60	2.94
	C – D	4.60	3.68	----	-4.60	-4.60	7.64
	D – E	4.00	3.20	----	-4.60	-7.91	2.94
	E – F	5.20	5.20	----	-7.91	0.00	11.72
02	A – B	4.00	4.00	9.12	0	-6.03	6.46
	B – C	4.60	4.60	12.06	-6.03	-6.03	6.51
	C – D	4.00	4.00	9.12	-6.03	0	6.46

III.1.3 Les sollicitations maximales (plancher 20+4) utilisées dans le ferrailage :

Tableau III-11 Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Etage Commercial	$M_t^{\max}=23.37\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-20.96\text{KNm}$ $V_u^{\max}=28.93\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 27.04 = -4.05\text{KNm}$	$M_t^{\max}=16.49\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-14.58\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 18.82 = -2.82\text{KNm}$
Etage service	$M_t^{\max}=17.84\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-14.58\text{KNm}$ $V_u^{\max}=21.37\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 18.82 = -2.82\text{KNm}$	$M_t^{\max}=12.80\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-10.33\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 13.31 = -1.99\text{KNm}$
Etage Habitation	$M_t^{\max}=15.63\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-12.03\text{KNm}$ $V_u^{\max}=18.17\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 16.29 = -2.44\text{KNm}$	$M_t^{\max}=12.66\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-8.62\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 11.77 = -1.76\text{KNm}$
Terrasse inaccessible	$M_t^{\max}=16.04\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-10.92\text{KNm}$ $V_u^{\max}=18.37\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 16.53 = -2.47\text{KNm}$	$M_t^{\max}=11.72\text{KNm}$ $M_a^{\max}=-7.91\text{KNm}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 12.06 = -1.80\text{KNm}$

III.1.3 Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

-Vérification des armatures longitudinale

-Exemple de calcul (étage habitation)

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d=0.9h=0.216$

Si : $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc

la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

- Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

• En travée

$$M_{Tu} = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{Tu} = 0.65(0.04)14.2 \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.072 \text{ MNm} = 72.36 \text{ KNm}$$

$M_{Tu} > M_u \rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.63 \times 10^{-3}}{0.65(0.216)^2 14.2} = 0.036$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ pivot A $\rightarrow A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.045$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.21 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z f_{st}} = \frac{15.63 \times 10^{-3}}{0.216 (348)} = 2.07 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A = 1,8 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23(0.65)0.216 \frac{2.1}{400} 10^4 = 1.69 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$\text{Soit : } \quad \mathbf{A = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2}$$

b. En appuis :

Au niveau de l'appui, la table est tendue, et un béton tendu n'intervient pas dans la résistance, cela nous amène à un calcul d'une section rectangulaire $b_0 \times h$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12.03 \times 10^{-3}}{0.14 (0.216^2) 14.2} = 0.129$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ pivot A $\rightarrow A' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.17$$

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

$$A = \frac{M_a}{z f_{st}} = 1.60 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23(0.14)0.216 \frac{2.1}{400} 10^4 = 0.365 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$A = 1.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.365 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 1HA 10 + 1HA12 = 1.92 \text{ cm}^2$

➤ Appuis de rive

$$M_a = -2.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.026 \rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.032$$

$$Z = 0.21$$

$$A = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.33 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.365 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Soit : $A = 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2$

- Vérification A l'ELU

Cisaillement

$$V_u = 18.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18.17 \times 10^{-3}}{0.14 \times 0.216} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = \tau_u < \min (3.33; 5) \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b. Vérification des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l.\min} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{240}{35}; \frac{140}{10}; 8 \right) \rightarrow \phi_t \leq 6.8571 \text{ mm} \quad \text{BAEL91 (Art A.7.2.2)}$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacement :

Selon le **CBA93** (Art A. 5. 1. 2. 2)

$$\bullet S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(19.44 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm.}$$

$$\bullet S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.14} = 40.7 \text{ cm.}$$

$$\bullet S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.14 (1.34 - 0.3 \times 2.1)} = 18.35 \text{ cm.}$$

Parmi les espacements calculés ci-dessus on prend le plus petit :

D'où : $S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u**

1. Au niveau de l'appui intermédiaire

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq (18.17 \times 10^3 - \frac{15.63 \times 10^6}{0.9 \times 216}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_l \geq -178.91 \text{mm}^2 < 0$$

Aucune vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

$$A_l = 3.05 + 1.92 = 4.97 \text{cm}^2 \geq -0.178 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{18.17 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 0.52 \text{cm}^2$$

$$A_l = 3.05 + 0.50 = 3.55 \text{cm}^2 \geq 0.52 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de la jonction table - nervure

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 db h_0} = \frac{18.17 \cdot 10^{-3} (0.255)}{0.9(0.216)0.65 (0.04)} = 0.91 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.255 \text{m}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérifications à L'ELS

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

1. État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression

du béton.
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

a) Position de l'axe neutre (AN)

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots\dots\dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

• Si $H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow vérification d'une section ($b \times h$)

• Si $H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow vérification d'une section en T Application numérique : $A = 3.05 \text{ cm}^2$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15(3.05)10^{-4} (0.216 - 0.04) = -2.85 \cdot 10^{-4} < 0$$

\Rightarrow Vérification d'une section en T.

• **En travée :** $M_t^{\max} = 12.66 \text{ KNm}$

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

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$14 \times y^2 + [2 \times (65 - 14) \times 4 + 30 \times 3.05] \times y - [(65 - 14) \times 4^2 + 30 \times 21.6 \times 3.05] = 0$$

$$y^2 + 35.67y - 199.45 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ La résolution de cette équation donne : } y = 4.91 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{14 \times 4.91^3}{3} + (65 - 14) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 14) \times 4 \times \left(4.91 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.05 \times (21.6 - 4.91)^2$$

$$I = 15295.83 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12.66 \times 10^{-3}}{15295.83 \times 10^{-8}} \times 0.0491 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.06 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < (\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}) \dots \dots \dots$ vérifié. **(BAEL E.III.2)**

• **En appuis intermédiaire :** $M_{ser}^{\max} = -8.62 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\left(\frac{b_0}{2} \times y^2\right) + (15 \times A) \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{14}{2} y^2 + (15 \times 1.92 \times y) - (15 \times 1.92 \times 21.6) = 0$$

$$y^2 + 4.11y - 88.86 = 0 \dots \dots \dots (2) \text{ Solution d'équation : } y = 7.59$$

$$I = \left(\frac{b_0}{3} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{14}{3} \times (7.59)^3 + (15 \times 1.92) \times (21.6 - 7.59)^2 \Rightarrow I = 7693.34 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.62 \times 10^{-3}}{7693.34 \times 10^{-8}} \times 0.0759 = 8.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < (\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \quad (\text{BAEL E.III.2})$$

2. Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

a) Vérification de la flèche

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire.

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

$$\text{On a : } \left(\frac{h_t}{l} = \frac{0.24}{5.20} = 0.046 \right) < \left(\frac{1}{16} = 0.06 \right)$$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre.

l : longueur de travée.

→ Puisque cette condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche qui est définie par :

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm}$$

f_{gv} et 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 œuvre des cloisons.

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

1. Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

✚ **Calcul de I_0 :**

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{14 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 14) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.05 \times 21.6 + 0)}{14 \times 24 + (65 - 14)4 + 15(3.05 + 0)}$$

$$y_G = 9.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} (9.26)^3 + 14 \frac{(24 - 9.26)^3}{3} - (65 - 14) \frac{(9.26 - 4)^3}{3} + 15 [3.05 (21.6 - 9.26)^2 + 0]$$

$$I_0 = 36641.51 \text{ cm}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier+ béton) (cm}^4\text{))}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{14 \times 21.6} = 0.010$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.010 \times (2 + 3 \times \frac{14}{65})} = 3.96 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.58 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.} \end{array} \right.$$

$$q_g = 5.36 \times 0.65 = 3.48 \text{ KN/m.}$$

$$q_j = 3.10 \times 0.65 = 2.01 \text{ KN/m.}$$

$$q_p = (5.36 + 1.5) \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/m.}$$

Remarque

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} , M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différent chargement.

✚ **Calcul des contraintes :** $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$

$$M_{gser} = 8.82 \text{ KN} \cdot \text{m} ; M_{jser} = 5.09 \text{ KN} \cdot \text{m} ; M_{pser} = 11.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 15 \times \frac{8.82 \times (0.216 - 0.049)}{15295.83} \times 10^5 = 144.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 15 \times \frac{5.09 \times (0.216 - 0.049)}{15295.83} \times 10^5 = 83.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 15 \times \frac{11.28 \times (0.216 - 0.049)}{15295.83} \times 10^5 = 184.73 \text{ MPa}$$

✚ **Calcul de μ :**
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 144.44 + 2.1} = 0.5$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 83.35 + 2.1} = 0.323$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 184.73 + 2.1} = 0,61$$

✚ **Calcul des inerties :**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 36641.51}{1 + 3.96 \times 0.32} = 17777.72 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 36641.51}{1 + 3.96 \times 0.53} = 13006.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 36641.51}{1 + 3.96 \times 0.61} = 11800.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 36641.51}{1 + 1.58 \times 0.53} = 21936.24 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{5.09 \times 5,2^2}{10 \times 32164.2 \times 17777.72} \times 10^7 = 0.24 \text{ cm}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{8.82 \times 5,2^2}{10 \times 32164.2 \times 13006.86} \times 10^7 = 0.57 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{8.82 \times 5,2^2}{10 \times 10721.4 \times 21936.24} \times 10^7 = 1.01 \text{ cm}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{11.28 \times 5,2^2}{10 \times 32164.2 \times 11800.46} \times 10^7 = 0.80 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1.01 + 0.80 - 0.57 - 0.24 = 1.00 \text{ cm}$$

$$\Delta f_i < f_{adm} = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Le résumé des ferrillages de toutes les poutrelles :

Tableau III-12 Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

Etage		M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Etage commerce	travée	23.37	0.054	0.069	0.20	3.35	1.69	3HA14=4.62
	A-inter	20.96	0.225	0.324	0.18	3.22	0.36	1HA16+1HA14=3.55
	A-rive	4.05	0.043	0.055	0.21	0.55	0.36	1HA10=0.79

Etage service	travée	17.48	0.040	0.051	0.21	2.39	1.69	2HA12+1HA10=3.05
	A-inter	14.58	0.157	0.214	0.19	2.20	0.36	2HA12=2.26
	A-rive	2.82	0.030	0.038	0.21	0.38	0.36	1HA8=0.50
Etage Habitation	travée	15.63	0.036	0.045	0.21	2.07	1.69	2HA12+1HA10=3.05
	A-inter	12.03	0.129	0.17	0.20	1.60	0.36	1HA10+1HA12=1.92
	A-rive	2.44	0.026	0.032	0.21	0.33	0.36	1HA8=0.50
Terrasse inaccessible	travée	16.04	0.037	0.047	0.21	2.19	1.69	2HA12+1HA10=3.05
	A-inter	10.92	0.117	0.157	0.20	1.56	0.36	1HA10+1HA12=1.92
	A-rive	2.74	0.029	0.037	0.21	0.37	0.36	1HA8=0.50

- Vérifications des contraintes à ELS

a) Etat limite de compression de béton

Tableau III-13 Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Observation
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M_a (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
Etage commerce	16.49	4.86	21896.10	3.61	14.58	9.56	11796.57	11.81	Vérifiée
Etage service	12.80	4.91	15295.83	4.10	10.33	8.08	8658.32	9.64	Vérifiée
Etage habitation	12.66	4.91	15295.83	4.06	8.62	7.59	7693.34	8.50	Vérifiée
T-Inaccessible	11.72	4.91	15295.83	3.76	7.91	7.59	7693.34	7.80	Vérifiée

Les résultats obtenus pour la vérification de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-14 Vérification de la flèche des poutrelles.

Planchers	Etage commercial	Etage service	Etage habitation	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	2.01	2.01	2.01	2.18
q_{gser} (KN/m)	3.48	3.48	3.48	3.91
q_{pser} (KN/m)	6.73	5.10	4.45	4.56
M_{jser} (KN.m)	5.09	5.09	5.09	5.52
M_{gser} (KN.m)	8.82	8.82	8.82	9.91
M_{pser} (KN.m)	17.06	12.92	11.28	11.55

I_0 (Cm ⁴)	40085.01	36641.51	36641.51	36641.51
ρ	0.011	0.010	0.010	0.010
λ_i	3.60	3.96	3.96	3.96
λ_v	1.44	1.58	1.58	1.58
σ_{sj} (Mpa)	58.58	83.35	83.35	90.40
σ_{sg} (Mpa)	101.50	144.44	144.44	162.29
σ_{sp} (Mpa)	196.34	211.59	184.73	189.15
μ_j	0.21	0.32	0.32	0.35
μ_g	0.44	0.53	0.53	0.57
μ_p	0.65	0.65	0.61	0.61
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	25110.19	17777.72	17777.72	16892.56
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	17064.05	13006.86	13006.86	12374.32
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	13201.65	11277.46	11800.46	11800.46
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	26991.62	21936.24	21936.24	21206.80
f_{ji} (Cm)	0.25	0.24	0.24	0.30
f_{gi} (Cm)	0.65	0.57	0.57	0.67
f_{gv} (Cm)	0.82	0.83	0.80	0.82
f_{pi} (Cm)	1.08	1.01	1.01	1.17
Δf (Cm)	1.00	1.03	1.00	1.02
f_{adm} (Cm)	1.04	1.04	1.04	1.04

On voit clairement que la flèche est vérifiée pour les différents étages.

Schémas de ferrailage des poutrelles

Les schémas de ferrailages des différents types de poutrelles dans les différents étages sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-15 Schéma de ferrailage des poutrelles.

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
plancher Terrasse	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA12 + 1HA10 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>
Etage courant	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA12 + 1HA10 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>
Etage service	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>2HA12 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>	<p>1HA8 epingle $\phi 6$ 2HA12 + 1HA10</p>
Etage commerce	<p>1HA10 epingle $\phi 6$ 3HA14</p>	<p>1HA16 + 1HA14 epingle $\phi 6$ 3HA14</p>	<p>1HA10 epingle $\phi 6$ 3HA14</p>

III.1.4 Calcul de la dalle de compression

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires à la nervure : **CBA93** (Art B. 6. 8. 4. 2. 3)

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.10\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2$

Espacement : $S_t = 25\text{cm}$

- Armatures parallèles à la nervure : $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 1.00\text{cm}^2 / \text{ml}$

On adopte : $A_{//} = 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2$

Espacement : $S_t = 25\text{cm}$

- Schéma de ferrailage de la dalle de compression

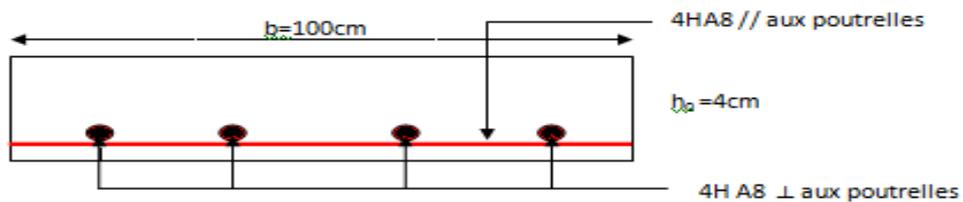


Figure III-7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2 ETUDE DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

III.2.1 Hypothèse de calcul

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml ;
- la fissuration est considéré préjudiciable ;
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.2.2 Evaluation des charges et surcharges

Après le pré dimensionnement on à :

La surface : $S = 685 \text{ m}^2 = 0.685 \text{ m}^2$

Poids propre : $G_t = 2.132 \text{ KN/ml}$

La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

Tel que :

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

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.133 \Rightarrow F_p = 1.024 \text{ KN}.$$

✓ Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$: $x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$ et $y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$x_G = 0.0620 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03/3)}{0,0685}$$

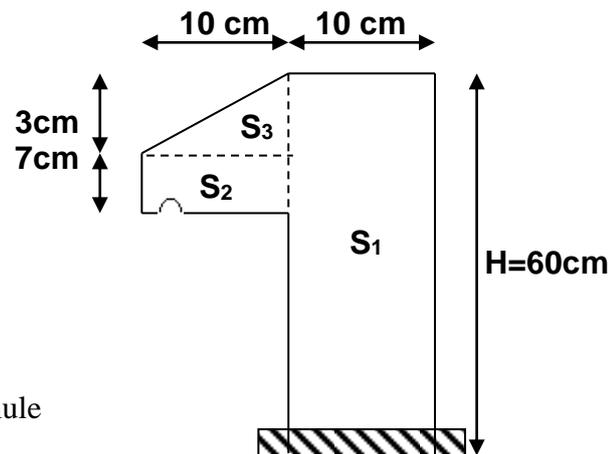


Figure III-8 Acrotère

$$y_G = 0.330m$$

✓ **Moment engendré par les sollicitations :**

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,024 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{Fp} = 0,340 \text{ KN.m}$$

L'acrotère travail en flexion composée.

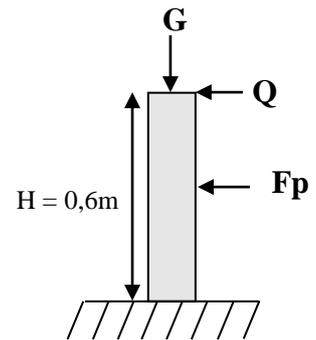


Figure III-9 Les Sollicitations sur l'acrotère.

a) Combinaisons d'actions

Tableau III-16 Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2,133	2,879	2,133
M (KN.m)	0.94	0,9	0,6

b) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313m \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2
Telle que :

- e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

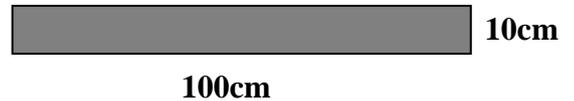
α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du 1^{er} ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 2 \times h = 1.2m$.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.342m \end{cases}$$

c) Ferrailage de la section



$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2.879KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.879 \times 0.342 \Rightarrow M_u = 0.984KN.m;$$

Figure III-10 Schéma de la section à ferrailer.

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.986 + 2.879 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.072KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01179) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307cm^2$$

- Vérification à l'E.L.U

✓ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte: } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Vérifié (pas de risque de cisaillement)

- Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.024 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\tau_{se} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}; \quad N_{ser} = 2.133 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m};$$

$\eta = 1.6$ pour les HR

✓ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_a$$

Tel que e_a : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.28 = -0.231 \text{ m} = -23.1 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

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

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b;$$

$$P = -3 \times (-0.231)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (0.231)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.231)^2}{1} \Rightarrow q = -0.025 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.025)^2 + \frac{4 \times (-0.158)^3}{27} = 4.06 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (6.376 \cdot 10^{-3} + 0.025) = 0.0156$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (0.0156)^{\frac{1}{3}} = 0.25 \text{ m}$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.25 - \frac{-0.158}{3 \times (0.25)} = 0.46 \text{ m}$$

$y_{ser} = 0.46 - 0.231 = 0.229 \text{ m}$ (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

$\Rightarrow y_{ser} = 0.229 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.229^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.229) = 2.66 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.133 \times 10^{-3}}{2.66 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.229) = -0.179 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

- Schéma de ferrailage

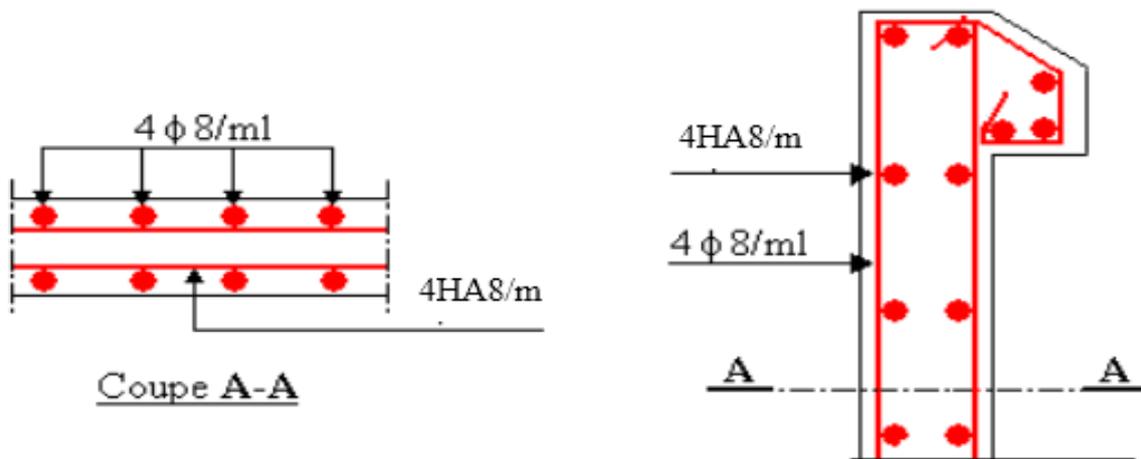


Figure III-11 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 DALLES PLEINES

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

III.3.1 Dalle sur deux appuis (type 1)

$$\rho = \frac{1.25}{3.05} = 0.40 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

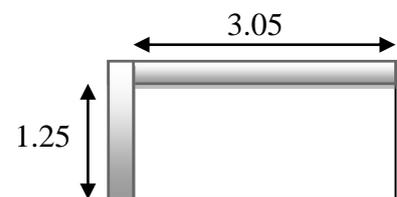


Figure III-12 Dalle sur deux appuis.

1) Calcul des sollicitations à l'ELU

On a: $G=4.90 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$;

$q_u=11.865 \text{ KN/m}^2$; $q_s=8.40 \text{ KN/m}^2$

$$\rho=0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1101 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1101 \times 11.865 \times (1.25)^2 \Rightarrow M_0^x = 2.041 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4181 \times 1.867 \Rightarrow M_0^y = 0.510 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.734 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.433 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{- En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -1.020 \text{KNm}$$

2) Espacement des armatures

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

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

3) Ferrailages

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a :
 $b = 100\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$

➤ Diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{12}{10} = 1.2\text{cm} = 12\text{mm}.$$

On opte $\Phi = 10\text{mm}$.

$$d_x = h - \frac{\Phi}{2} - e = 12 - \frac{1}{2} - 2 = 9.5\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \Phi = 9.5 - 1 = 8.5\text{cm}$$

avec :

$$h = 12\text{cm} (\text{épaisseur}).$$

$$e = 2\text{cm} (\text{enrobage}).$$

Tableau III-17 Ferrailage de dalle sur 2 appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	1.734	0.0135	0.017	0.09	0.052	1.248	4HA8=2.01
	y-y	0.433	0.004	0.005	0.084	0.014	0.96	4HA8=2.01
appui	y-y x-x	-1.020	0.007	0.009	0.094	0.030	1.248	4HA8=2.01

- Vérifications à l'E.L.U**a. la condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.4}{2} \times 100 \times 12 = 1.248 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

b. l'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 6.179 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{6.179 \times 10^{-3}}{1 \times 0.095} \Rightarrow \tau_u = 0.065 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

-Vérifications l'E.L.S**a. Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0121 \\ \mu_y = 0.2854 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{iser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0121 \times 8.40 \times 1.25^2 \Rightarrow M_{iser}^x = 1.58 \text{ KNm} \\ M_{iser}^y = \mu_y \times M_{iser}^x = 0.2854 \times 1.58 \Rightarrow M_{iser}^y = 0.453 \text{ KNm} \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 9.5 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.11 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 1960.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{iser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y : $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8.5 \text{ cm}$.

$$y = 1.98 \text{ cm.} \quad I = 1521.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{iser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

-Etat limite de déformation

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{1.25} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 9.5} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.096 \geq 0.0425 \\ 2.08 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.12}{3.05} \leq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 8.5} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.039 < 0.0425 \\ 2.36 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

- Schéma de ferrailage de la dalle sur 2appuis

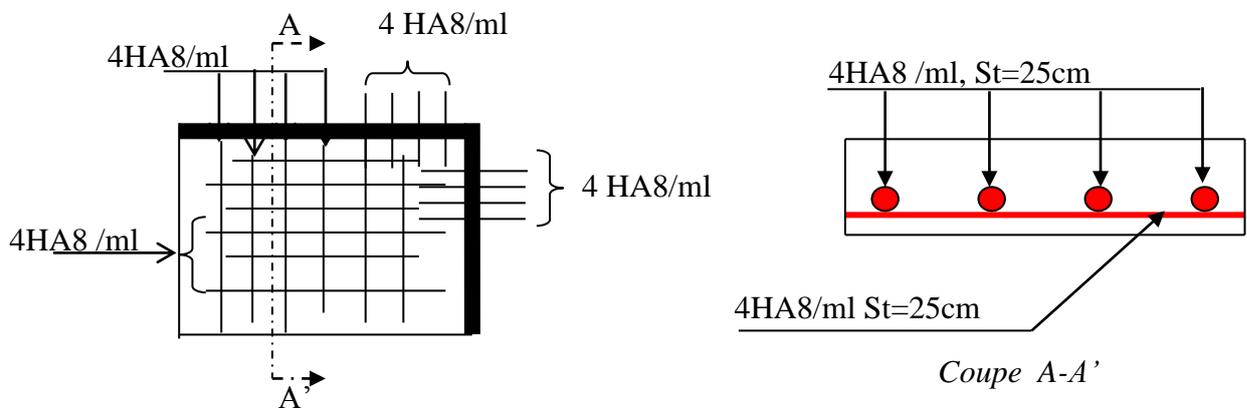


Figure III-13 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.

III.3.2 Dalle sur trois appuis (Type 2)

On utilise la théorie des lignes de rupture et on détermine les moments isostatiques.

- Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.43 > 0.4.$$

La dalle travaille dans les deux sens (x et y).

$$l_x = 2.00M < \frac{l_y}{2} = 2.3m$$

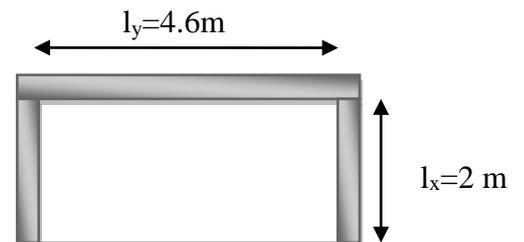


Figure III-14 Dalle sur trois appuis.

$$\text{On a : } G = 4.9 \text{KN/m}^2$$

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

➤ **L'ELU**

- Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.865 \text{KN/ml.}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = 45.87 \text{KN.m.} \\ M_0^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = 15.82 \text{KN.m.} \end{cases}$$

- Calcul des moments réels

• **En travée**

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 38.98 \text{KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 13.44 \text{KN.m.}$$

• **En appui**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_0^x = -13.761 \text{KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 7.91 \text{KN.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 9.80 \text{KN.}$$

- Ferrailage

Pour une bande de 1 m à la flexion simple.

- **Sens x-x** : la section à ferrailer est : $l_y \times e$.
- **Sens y-y** : la section à ferrailer est : $l_x \times e$.

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{mm.}$$

Soit $\Phi = 12 \text{mm}$

$$d_x = e - c, \quad (c = 2 \text{cm enrobage}).$$

$$d_y = d_x - \phi, (\phi : \text{diamètre choisit pour } A_x).$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III-18 Résultats du Calcul de ferrailage.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	338.98	0.073	0.096	0.172	5.67	1.233	6HA12=6.79
	y-y	13.44	0.029	0.037	0.177	2.17	0.96	4HA10=3.14
appui	y-y	13.76	0.029	0.037	0.177	2.22	1.233	4HA10=3.14
	x-x							

- Vérification de l'espacement

$$\text{Sens x-x : } St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St = 20 < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } St \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow St = 25 < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = 0.439 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ L'ELS

- Calcul des sollicitations

$$q_s = G + Q = 8.4 \text{KN/ml.}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_s \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2 \times q_s \times l_x^3}{3} = 32.48 \text{KN.m.} \\ M_0^y = \frac{q_s \times l_x^3}{6} = 11.20 \text{KN.m.} \end{cases}$$

• En travée

$$M_{iser}^x = 0.85 \times M_x^0 = 27.60 \text{KN.m}$$

$$M_{iser}^y = 0.85 \times M_y^0 = 9.52 \text{KN.m}$$

• En appuis

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = -0.3M_x^0 = -8.28 \text{KN.m.}$$

▪ Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa.}$$

Les résultats de la vérification des contraintes sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-19 Vérification des contraintes.

		M _s (KN.m)	Y (cm)	I×10 ⁻⁴ (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
En travée	Sens x-x	27.60	8.41	21237.8	10.9	18.71
	Sens y-y	9.52	3.23	8842.57	3.45	23.41
En appui		8.28	3.23	8842.57	3.02	20.36

D'après les résultats du tableau : ($\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$).

- Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ Vérifiée. **(BAEL.91)**
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ Vérifiée.
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ Vérifiée.

Les trois (03) conditions sont satisfaites, d'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage

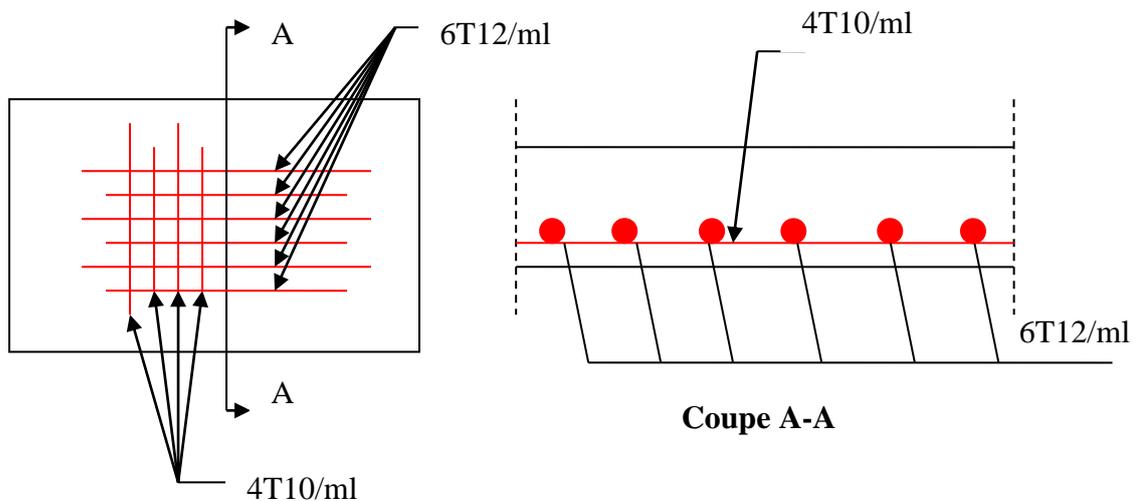


Figure III-15 Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.4 ETUDE DE L'ASCENSEUR

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour (8) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Les caractéristiques d'après la table dimensionnelle T30 (Annexe 4).

- Longueur : 180cm
- largeur : 160cm
- hauteur : 2.20 cm
- 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 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

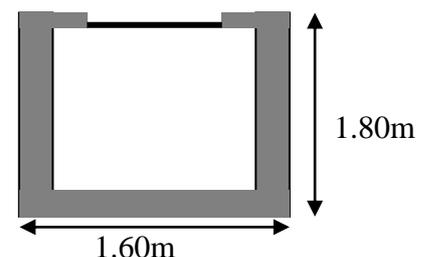


Figure III-16 Cage d'ascenseur.

Donc : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3KN$

III.4.1 Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN/m^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6 \text{ KN/m}^2$	Poids du mortier de pose de 3cm.
$G_3 = 0.1 \text{ KN/m}^2$	Poids de l'isolant thermique.
$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66 \text{ KN/m}^2$	Poids de la forme de pente méta chape.
$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$	Poids du revêtement dallage colle.
$G' = 5.55 \text{ KN/m}^2$.	Somme de G_1, G_2, \dots, G_5 .
$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{1.60 \times 1.80} = 50.44 \text{ N/m}^2$.	Poids de la machine.
$G_{totale} = G' + G'' = 55.89 \text{ KN/m}^2$.	
$Q = 1 \text{ KN/m}^2$.	

III.4.2 Cas d'une charge répartie :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.6}{1.80} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

a) Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 76.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.37 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.97 \text{ KNm}$$

- Calcul du moment réel :

❖ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.96 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.92 \text{ KNm}$$

❖ En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.81 \text{ KNm}$$

$$\text{- On vérifie que: } \begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 11.712 \geq 11.712 & \text{CBA 93 (Article E.2)} \\ M_g = 0.3 \times M_0 = 2.811 \text{ KN} \\ M_d = 0.5 \times M_0 = 4.685 \text{ KN} \\ M_t = 0.85 \times M_0 = 7.964 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 10\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1}{2} + 1.5\right) = 13 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1}{2} + 1 + 1.5\right) = 12 \text{ cm.}$$

Tableau III-20 Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)
Travée	x-x	7.96	0.033	0.042	0.127	1.789
	y-y	5.92	0.028	0.036	0.118	1.438
appui	y-y	-2.81	0.011	0.014	0.129	0.624
	x-x					

- Vérification à l'ELU :

On calcule A_{min} : On a ; des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.88$

$$FPN : \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = 3.33\text{MPa} \\ S_{tx} \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_{tx} \leq 33\text{cm} \\ S_{ty} \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_{ty} \leq 45\text{cm} \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa}$$

Tableau III-21 Vérification de la section d'acier.

Sens	A_{min} (cm ² /ml)	S_t (cm)	$A_t^y \geq A_t^x / 4$	A_{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.279	25	1.2 > 0.319	en travée et en appui: $A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$
y-y	1.2	25		en travée et en appui $A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq 1.16 \text{MPa}$$

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

$$\text{Sens x - x : } V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 41.04 \text{KN}$$

$$\text{Sens y - y : } V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 42.75 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{41.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.31 \text{MPa} < 1.16 \text{MPa} \quad \text{Vérifié}$$

- **Vérification a l'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 55.89 + 1 = 56.89 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.95 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.533 \text{KNm}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6,75 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5,55 \text{KNm}$$

On a une fissuration Peut nuisible \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

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

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0; A' = 0. \\ \text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2] \end{array} \right.$$

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.14 \text{cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}; y = 3.059 \text{cm}; I = 5608.7 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.68 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 3.14 \text{cm}^4; b = 100 \text{cm}; d = 17 \text{cm}; y = 2.923 \text{cm}; I = 4713.123 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.442 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

- Vérification de la flèche:

On doit vérifier les deux conditions suivantes

Selon x-x' :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}}\right) l_x \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 0.15 \geq 0.0375 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{cases}$$

Les deux conditions son vérifier Donc le calcul de la flèche est inutile.

III.4.3 Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$,

(Figure III-17) elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ 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.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

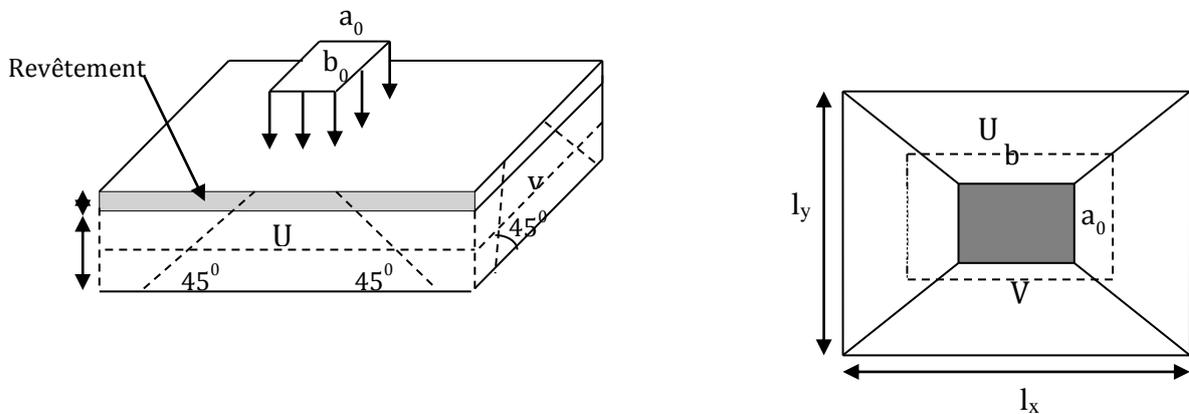


Figure III-17 Schéma représentant la surface d'impact.

On a une vitesse : $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases} \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1.$

Donc : $\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 178cm. \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 188cm. \end{cases}$

III.4.3.1 Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage

- Calcul à l'ELU

a) Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_{y1} = Q_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow Q_u = 97.605 \text{ KN}$$

- Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.88 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{178}{160} = 1.112 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{188}{180} = 1.044$$

En utilisant l'abaque de Piguaut (ANNEXEIII) on obtient :

$$M_1 = 0.090 ; \quad M_2 = 0.058$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.090 = 8.78 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.058 = 5.661 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.78 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 5.661 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle à l'ELU

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 1 = 8.99 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.095 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.815 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

$$\text{Les moments agissant sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.875 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.476 \text{ KNm} \end{cases}$$

c) Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 12 \text{ cm}$

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times 9.685 = 8.23 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 6.476 = 5.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^y = M_a^x = -0.3 \times 9.68 = -2.90 \text{ KNm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III-22 résultats des calculs des armatures.

Sens	M _t (KNm)	M _a (KNm)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)
Sens x-x'	8.23	-2.90	1.85	0.64
Sens y-y'	5.50	-2.90	1.33	0.69

- **Vérification a l'ELU : On a un chargement concentré et FPN**

$$St \leq \begin{cases} \min(3e; 25cm) \rightarrow xx \\ \min(3e; 33cm) \rightarrow yy \end{cases} \Rightarrow St = 25cm$$

Tableau III-23 Vérification de la section d'acier.

Sens	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _t ^y	A _t ^x /3	A _{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.279	25	1.2 > 0.426		en travée et en appui: A _t ^x = 4T10 = 3.14cm ²
y-y	1.2	25			en travée et en appui: A _t ^y = 4T10 = 3.14cm ²

- **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91(Article H. III.10)}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (178 + 188)$$

$$U_c = 732cm.$$

$$Q_u = 97.60KN; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que 97.60KN ≤ 732KN

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$v > u \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 20.33KN$$

$$\text{au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 20.76KN$$

$$\tau_u = 0.12MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Diamètre maximum des barres $\varphi_{\max} < \frac{h}{10} = 15mm.$
 $\varphi_{\max} = 10mm < 15mm.$

- **Calcul à l'ELS**

-Les moments engendrés par le système de levage: $q_{ser} = g = 72.3KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 7.49KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 6.56KNm. \end{cases}$$

-Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 5.55 + 1 = 6.55KN$

$$\begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.91KNm \\ M_{y2} &= \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.75KNm \end{aligned}$$

-**Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.40KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.31KNm \end{cases}$

- **Les moments en travée et en appuis :**

$$\begin{aligned} \text{En travée : } & \begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 7.31 = 6.21KNm \\ M_t^x = 0.85 \times 8.40 = 7.14KNm \end{cases} \\ \text{En appuis : } & M_y^a = M_x^a = -0.3 \times 8.40 = -2.52KNm \end{aligned}$$

- **Vérification des contraintes :**

On a une fissuration peut préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé.

Le calcul de se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x=13cm$ et $d_y=12cm$

En travée

Sens x-x : $y=3.059cm$; $I= 5608.7cm^4$

$$\sigma_{bc} = 3.89 MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

Sens y-y: $y=2.923cm$ et $I=4713.123 cm^4$

$$\sigma_{bc} = 3.851MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$$

En appuis $\sigma_{bc} = 1,37MPa < \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est vérifié.$

Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- Vérification de la flèche :

$h=20\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, $d=18\text{cm}$. $A=3.14\text{cm}^2$.

Sens x-x : $l_x=160\text{cm}$, $M_{tx}=7.96\text{KN.m}$, $M_{0x}=9.37\text{KN.m}$.

Sens y-y : $l_y=180\text{cm}$, $M_{ty}=5.92\text{KN.m}$, $M_{0y}=6.97\text{KN.m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiées.} \\ \frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Les trois conditions ci-dessus sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile pour les deux sens(x ou y).

- Schémas de ferrailage

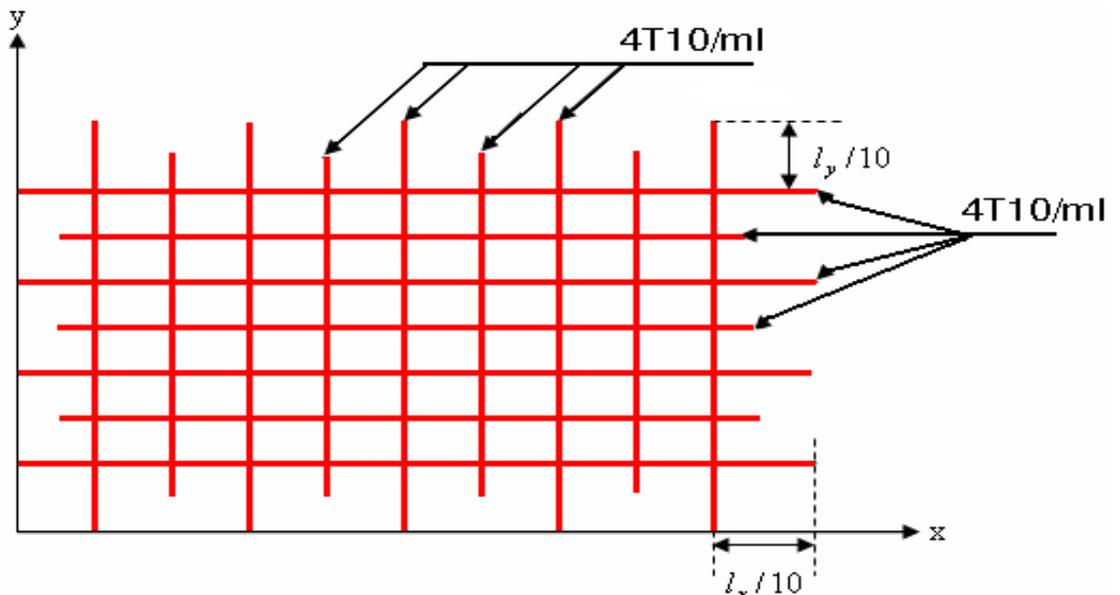


Figure III-18 Schéma de ferrailage de la dalle.

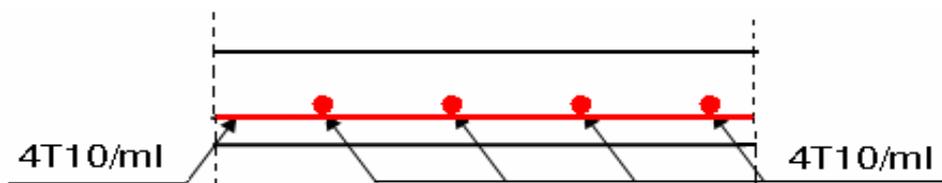


Figure III-19 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

III.5 POUTRE DE CHAINAGES

Introduction :

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et les poutres qui servent de porte à faux.

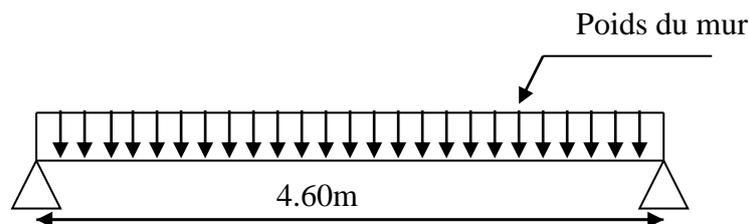
III.2.1. Dimensionnement:

- La hauteur de la poutre de chaînage est supérieure ou égale à 20 cm, sans qu'elle puisse être inférieure à la hauteur du plancher ;
- La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- La longueur max est égale à 4.60m.

Selon le **RPA99 (Art 9.3.3)** :

$$h \geq 20\text{cm} \text{ et } b \geq 2/3 * h$$

$$\text{D'où : } \mathbf{h = 20 \text{ cm}} \text{ et } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$



III.2.2. Les sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre : $G_p = 25 * 0.2 * 0.3 = 1.5 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur : $G_M = 2.75 * 2.86 = 7.865 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$$G = 1.5 + 7.865 = 9.365 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_u = 1.35 * G = 12.642 \text{ KN / ml} .$$

$$M_i = \frac{q_u * l^2}{8} = 33.438 \text{ KN.m}$$

III.2. 3. Le ferrailage :

❖ **Armatures longitudinales :**

Le calcul se fait de la même manière que pour les planchers.

$M_t (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
33.438	0.242	0.352	0.154	6.214	6HA12=6.79

Tableau III-24 Ferrailage longitudinal.

❖ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{l_{min}}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(3; 0.57; 1.2) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit un cadre ϕ_6 , donc $A_t = 3\phi_6 = 0.85 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacements :**

Selon le **CBA93** (Art.5.1.2.2) :

$$St \leq \min \begin{cases} (0,9d; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}. \\ \frac{0,8A_t f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 K f_{t28})} < 0. & (\text{car } \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.538\text{MPa}) \\ \frac{A_t * f_e}{0,4.b_0} = 28.33\text{cm}. \end{cases}$$

On adopte: **St =16 cm.**

➤ **Répartition des armatures transversales :**

Méthode de Caquot : 7.8.9.10.11.13.16.20.25.35.40.

✓ Le premier cadre est placé à $\frac{St}{2}$ par rapport au nus de l'appui $\Rightarrow St=8\text{cm}$.

✓ Les autres cadres seront placés comme suit : $n = \frac{4.60}{2} = 2.3 \rightarrow$ on adopte $n=2$

III.2.4. Les vérifications:

➤ **AI 'ELU**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.652 \text{ cm}^2 .$$

$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min}$ vérifiée.

✓ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} ; \text{ Avec : } V_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{12.642 * 4.60}{2} = 29.076 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \min \left[0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{bc} \leq \overline{\tau_{bc}} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

➤ **A l'ELS :**✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

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

$$50 y^2 + 101.85 y - 1833.3 = 0$$

$$y = 5.121 \text{ cm}$$

$$I = 21372.890 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y ; \text{ Avec } q_s = 9.365 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{ser} = \frac{q_s * l^2}{8} = 24.770 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 5.934 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

✓ **Etat limite de déformation :**

N.B : Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

$$\left\{ \frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots 1 \right.$$

La condition (1) n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

▪ **Evaluation des moments en travée :**

$$q_{jser} = 1.5 \text{ KN/m} \dots \dots \Rightarrow M_{jser} = 3.967 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 9.365 \text{ KN/m} \Rightarrow M_{gser} = 24.770 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 9.365 \text{ KN} \dots \dots \Rightarrow M_{pser} = 24.770 \text{ KN.m}$$

▪ **Les propriétés de la section :**

Moment d'inertie de la section totale homogène .:

$$I_0 = 73185.066 \text{ cm}^4 . \text{ As} = 6.79 \text{ cm}^2 . y = 5.121 \text{ cm}.$$

$$I = 21372.890 \text{cm}^4 \cdot \rho = \frac{6.79}{30 \times 18} = 0.0125$$

$$E_i = 32164.2 \text{MPa}.$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{MPa}. \quad \lambda_l = 1.670; \lambda_v = 0.668.$$

Les résultats des contraintes sont illustrés dans le tableau ci dessous:

$\sigma_{sj} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{sg} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{sp} \text{ (MPa)}$	μ_j	μ_g	μ_p
35.856	223.890	223.89	0.0559	0.7235	0.7235

Tableau III-25 Valeurs de σ et μ .

Les résultats des inerties et les flèches sont illustrés dans le tableau ci dessous :

$I_{f_{ij}} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{f_{ig}} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{f_{ip}} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{f_{gv}} \text{ (cm}^4\text{)}$	$f_{ij} \text{ (cm)}$	$f_{ig} \text{ (cm)}$	$f_{ip} \text{ (cm)}$	$f_{gv} \text{ (cm)}$
73629.991	36455.906	36455.906	54273.364	0.0003	0.00446	0.00446	0.009

Tableau III-26 Valeurs de I_f et f .

✓ **La flèche totale Δf :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.009 - 0.0003 + 0.00446 - 0.00446 = 0.0086 \text{cm}.$$

$$\Delta f = 0.0086 \text{cm} < f_{adm} = 0.92 \text{cm}. \Rightarrow \text{La flèche est Vérifiée.}$$

III.2.5. Schéma de ferrailage :

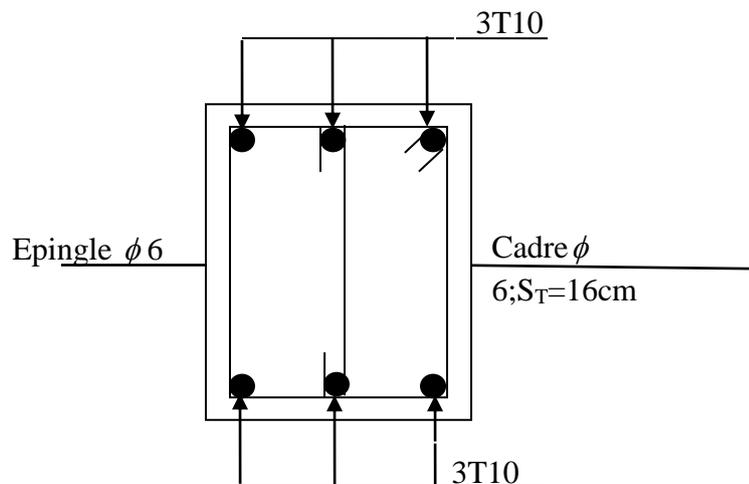


Figure III-20 Poutres de chaînage

III.6 LES ESCALIERS

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons trois types :

III.5.1 Type I : Etude de l'escalier à 3 volées

Ce type d'escalier est composé de :

- Trois volées d'épaisseur 12 cm.
- Deux paliers d'épaisseur 14cm.

L'escalier travail en flexion simple et la détermination des sollicitations se fait par la méthode RDM ou par la méthode des charges équivalentes.

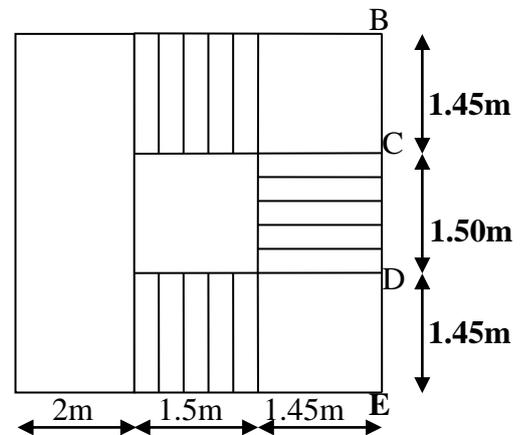


Figure III-21 Escalier à trois volées.

III.5.1.1 Partie AB=EF

➤ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G=6.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

➤ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G=4.49 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

1) Les sollicitations :

A L'ELU :

➤ Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.14 \text{ KN/m}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.81 \text{ KN/m}$$

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

$$\text{➤ } \sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 51.102 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } \sum M / A = 0 \rightarrow R_A = 20.44 \text{ KN} \text{ et } R_B = 13.49 \text{ KN}$$

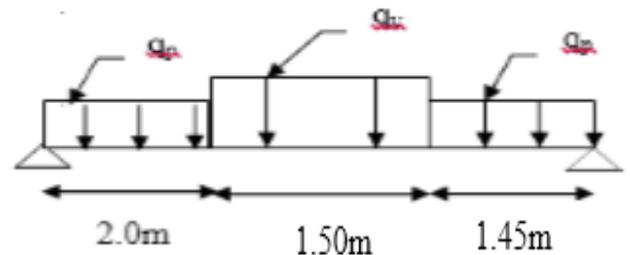


Figure III-22 Schéma statique

b) **Moment fléchissant :**

- $0 \leq x \leq 1.5\text{m}$:

$$M(x) = 27.55x - 9.81 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.75) = 33.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$:

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{KN.m} \\ M(1.45) = 23.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment max à ' X_0 ' tel que : $dM/dx = 0 \implies x_0 = 2.80\text{m}$

$$M_0^{\max}(2.80) = 38.68 \text{KN.m}$$

c) **Effort tranchant :**

- $0 \leq x \leq 1.5\text{m}$:

$$T_y(x) = 9.81x - 27.55$$

$$T_y(0) = -27.77 \text{KN.}$$

$$T_y(1.75) = -10.38 \text{KN.}$$

- $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$:

$$T_y(x) = 23.54 - 9.81x$$

$$T_y(0) = 23.54 \text{KN.}$$

$$T_y(1.45) = 9.31 \text{KN.}$$

Le moment max à ' X_0 ' tel que : $dM/dx = 0 \implies x_0 = 1.56\text{m}$

$$M_0^{\max}(1.56) = 15.89 \text{KN.m}$$

d) **Moment en travée et en appui :**

$$M^t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 15.89 = 11.92 \text{KN.m}$$

$$M^a = -0,5 \times M^0 = -0,5 \times 15.89 = -7.94 \text{KN.m}$$

e) **Ferrailage :** les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-27 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91]

En travée							
$M_u(\text{KN. m})$	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée(cm^2/ml)	A min(cm^2)	A adoptée (cm^2/ml)	St(cm)
11.92	0.043	0.055	0.136	2.51	1.69	4HA10=3.14	16
En appui							
7.94	0.028	0.036	0.137	1.67	1.69	4HA6=1.13	25

- **Armatures de répartition**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = 0.63cm^2 / ml.$$

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = 0.41cm^2 / ml.$$

Le choix

$$\text{Pour } \begin{cases} A_t : 4T10 = 3.14cm^2 / ml. \\ A_r^t : 4T8 = 2.01cm^2 / ml. \end{cases}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} A_a : 4T8 = 2.01cm^2 / ml. \\ A_r^a : 4T6 = 2.01cm^2 / ml. \end{cases}$$

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33cm) = 33cm > 25cm$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45cm) = 45cm > 25cm$Condition vérifiée.

A L'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6fc_{28} = 15MPa$$

➤ **Pour la volée :**

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 9.46KN / m$$

➤ **Pour le palier :**

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6.99KN / m$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-28 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

	R_A(KN)	R_B(KN)	M₀(KNm)	M_t^{max}(KNm)	M_a^{max}(KNm)
ELS	14.67	9.65	11.20	8.40	5.60

-Etat limite d'ouverture des fissures, les éléments (escalier) sont couvertes alors la fissuration est peu nuisible, BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) : aucune vérification n'est effectuée.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \overline{\sigma}_{bc}$$

Équilibre des forces ➔ Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-29 Etat limite de compression du béton.

	M_{ser} (KNm)	y(cm)	$I \times 10^{-4}$ (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	8.40	3.19	6585.87	4.06	15	
En appui	5.60	2.61	4927.01	2.96	15	

▪ **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.49 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{L}{500} = 0.59 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

e) **Schémas de ferrailage :**

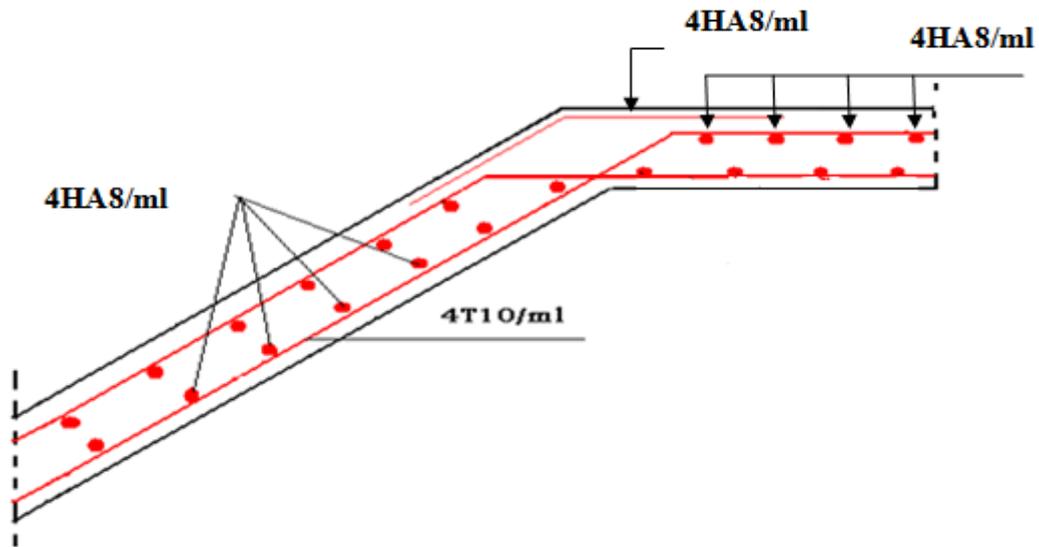


Figure III-23 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type1).

III.5.1.2 Partie CD : cette partie travaille comme une console.

a) Charges et surcharges

Volée : $G_V = 6.96KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.5KN / m$

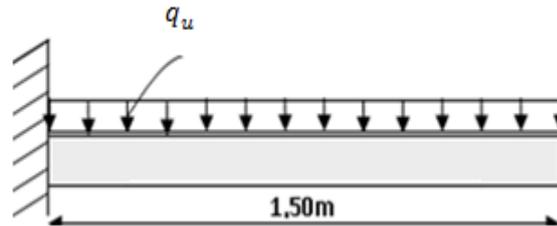


Figure III-24 schémas statique de la partie 2 de l'escalier type 1

- L'ELU

$q_u = 1.35 \times G_V + 1.5 \times Q$

$q_u = 13.14KN / m^2$

$M_{max}^u = \frac{q_u \times L^2}{2} = 14.78KN.m$

$V_u = q_u \times L = 19.71KN$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-30 Résultats de ferrailage de la partie CD.

$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A _{répartition} (cm ² /ml)
14.78	0.104	0.137	0.094	4.49	1.20	5HA12/ml 5.65	4HA8/ml 2.01

▪ Espacement des armatures

$S_t = 25cm \leq \min(0.9 \times e, 40cm) = 10.8cm$ On adopte : $S_t=10cm$

▪ Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{19.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.1971MPa \leq \overline{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa$

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- L'ELS

La vérification se fait en considérant la fissuration peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

$P_s = (G+Q)$

$P_s = (6.96+2.5) = 9.46 KN/m$

$$M_s = 7.09 \text{ KNm.}$$

▪ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

▪ **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 847.5 = 0$$

$$y = 3,35 \text{ cm}$$

▪ **Calcul de I :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,35^3 + 15 \times 5.65 (10 - 3,35)^2$$

$$I = 5001.03 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.09 \times 10^{-3}}{5001.03 \times 10^{-8}} \times 0.0335 = 4.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

▪ **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.08 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \quad \text{(BAEL.91)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.080 < 0.074 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0040 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les trois (03) conditions sont satisfaites, d'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

a) Schéma de ferrailage

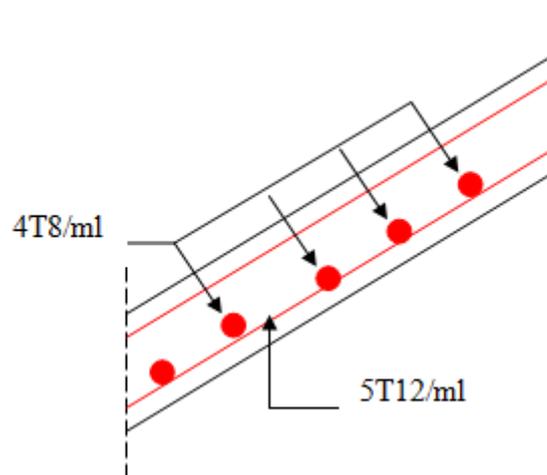


Figure III-25 Schéma de ferrailage de la partie CD (type 1).

III.5.2 Type 2 : Etude de l'escalier à 3 volées

III.5.2.1 Partie AB=EF

➤ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G=6.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

➤ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G=4.49 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

2) Les sollicitations :

A L'ELU :

➤ Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.14 \text{ KN/m}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.81 \text{ N/m}$$

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

Les sollicitations son calculées par la méthode R.D.M.

$$\rightarrow R_A = 23.07 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 16.11 \text{ KN}$$

Le moment max à 'X₀' tel que : $dM/dx = 0 \Rightarrow x_0 = 1.75 \text{ m}$

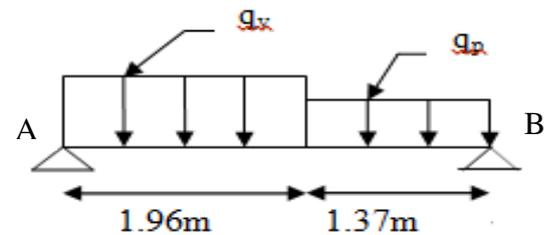


Figure III-26 Schéma statique (type2).

$$M_0^{\max}(1.56) = 20.15 \text{ KN.m}$$

f) Moment en travée et en appui :

$$M^t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 20.15 = 15.19 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,5 \times M_0 = -0,5 \times 20.15 = -10.12 \text{ KN.m}$$

e) Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-31 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91]

En travée							
$M_u(\text{KN. m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{\text{calculée}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$St(\text{cm})$
15.19	0.054	0.069	0.136	3.20	1.69	4HA12=4.52	16
En appui							
10.12	0.036	0.045	0.137	2.11	1.69	3HA10=2.36	25

- **Armatures de répartition**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = 0.59 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Le choix**

$$\text{Pour } \begin{cases} A_t : 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_r^t : 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} A_a : 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_r^a : 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

- **Vérification des espacements :**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

A L'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

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

➤ Pour la volée

$$ELS : q_s = G + Q = 9.46KN / m$$

➤ Pour le palier :

$$ELS : q_s = G + Q = 6.99KN / m$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-32 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

	R_A(KN)	R_B(KN)	M₀(KNm)	M_t^{max}(KNm)	M_a^{max}(KNm)
ELS	16.56	11.54	14.50	10.85	7.25

-Etat limite d'ouverture des fissures, les éléments (escalier) sont couvertes alors la fissuration est peu nuisible, BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) : aucune vérification n'est effectuée.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

Équilibre des forces ➔ Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-33 Etat limite de compression du béton.

	M_{ser} (KNm)	y(cm)	I × 10⁻⁴ (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc} vérifiée
En travée	15.19	3.62	10383.86	5.05	15	
En appui	10.12	2.77	5169.09	5.39	15	

▪ **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.43cm \\ f_{adm} = \frac{L}{500} = 0.59 cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

- Schémas de ferrailage

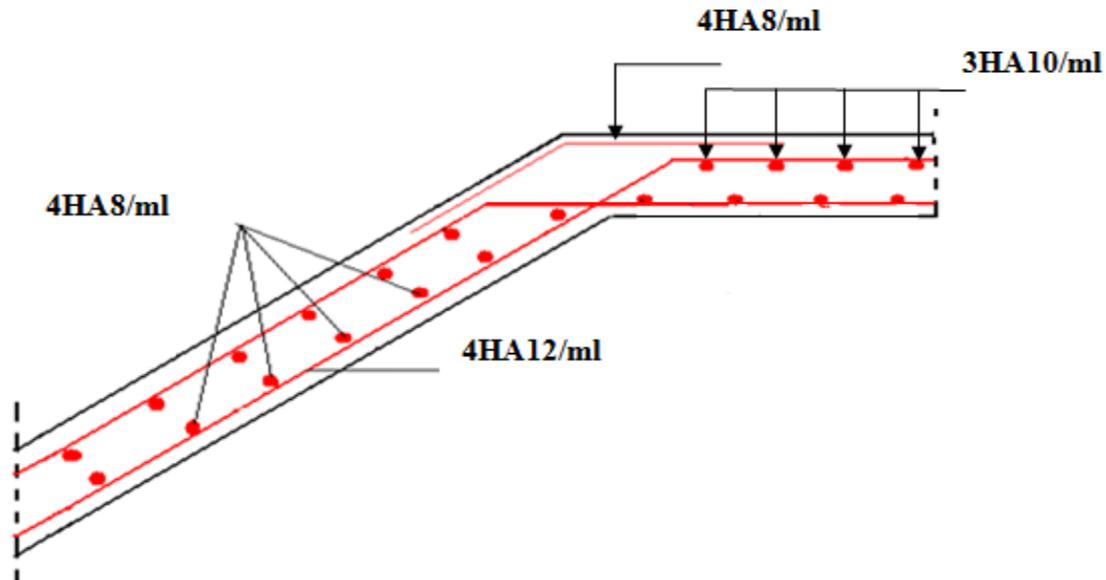


Figure III-27 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type2).

III.5.1.2 Partie CD :

Tant que les démentions et les charges appliquée sur cette partie sont les même que la partie CD de type 1, le choix de ferrailage sera le même.

III.5.2 Type 3 : Etude de l'escalier à 1 volée

III.5.1.1 Partie AB

➤ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G=6.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

➤ La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G=4.49 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

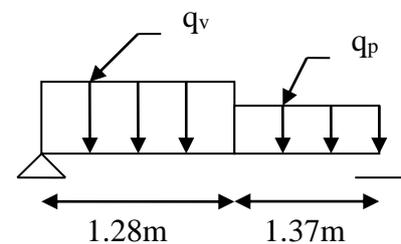


Figure III-28 Schéma statique (type3).

3) Les sollicitations :

A L'ELU :

➤ Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.14 \text{ KN/m}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.81 \text{ N/m}$$

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

$$\rightarrow R_A = 16.22 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 14.02 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment max à 'X}_0\text{' tel que : } dM/dx = 0 \quad \Rightarrow \quad x_0 = 1.23 \text{ m}$$

$$M_0^{\max}(1.23) = 10.01 \text{ KN.m}$$

g) Moment en travée et en appui :

$$M^t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 10.01 = 7.50 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,5 \times M_0 = -0,5 \times 10.01 = -5.00 \text{ KN.m}$$

e) Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-34 Vérification de la condition de non fragilité : [BAEL91]

En travée							
$M_u(\text{KN. m})$	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée(cm^2/ml)	A min(cm^2)	A adoptée (cm^2/ml)	St(cm)
7.50	0.026	0.034	0.138	1.56	1.69	4HA8=2.01	16
En appui							
5.00	0.017	0.022	0.138	1.03	1.69	4HA8=2.01	25

- Armatures de répartition

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Le choix

$$\text{Pour } \begin{cases} A_t : 4T10 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_r^t : 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} A_a : 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ A_r^a : 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

- Vérification des espacements :

- Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.
- Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

A L'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que :

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

➤ **Pour la volée :**

ELS : $q_s = G + Q = 9.46\text{KN} / m$

➤ **Pour le palier :**

ELS : $q_s = G + Q = 6.99\text{KN} / m$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-35 Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

	R_A(KN)	R_B(KN)	M₀(KNm)	M_t^{max}(KNm)	M_a^{max}(KNm)
ELS	11.65	10.02	21.48	11.66	10.74

-Etat limite d'ouverture des fissures, les éléments (escalier) sont couvertes alors la fissuration est peu nuisible, BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) : aucune vérification n'est effectuée.

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y < \bar{\sigma}_{bc}$$

Équilibre des forces ➔ Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III-36 Etat limite de compression du béton.

	M_{ser} (KNm)	y(cm)	I × 10⁻⁴ (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_{bc} < σ̄_{bc}
En travée	16.11	2.61	4927.01	8.56	15	Vérifiée
En appui	10.74	2.61	4927.01	5.69	15	

▪ Vérification de l'état limite de déformation

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.38cm \\ f_{adm} &= \frac{L}{500} = 0.52 cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

- Schémas de ferrailage

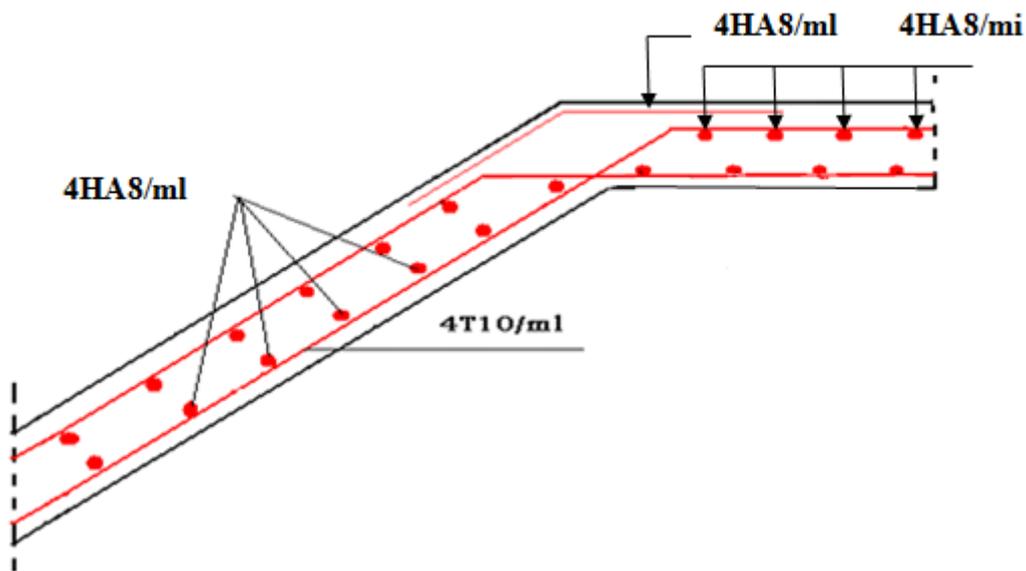


Figure III-29 Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier (type 3).

CONCLUSION

Ce chapitre à récapitulé, les calculs et ferrailages des éléments secondaires, à savoir : les poutrelles, l'acrotère, dalles pleines, dalle de l'ascenseur, poutre de chinage et deux type d'escalier (à trois volées et à une seul volée).



CHAPITRE IV

INTRODUCTION

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré.

IV.1 METHODE DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.

La figure ci-dessus représente notre structure après la modalisation.

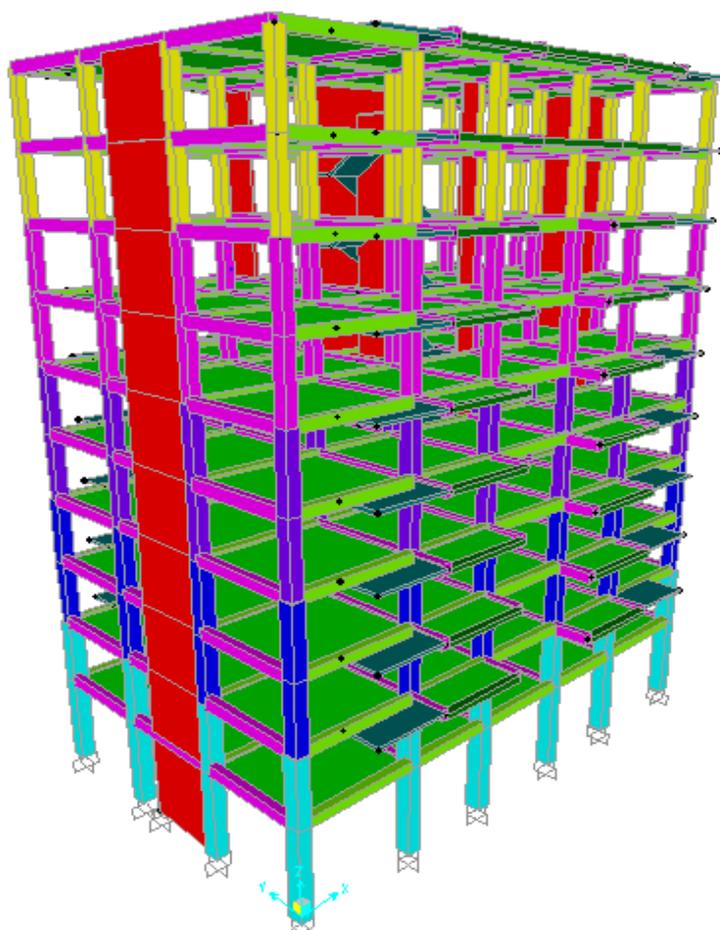


Figure IV-1 vue en 3D de la structure

IV.1.1 Méthode statique équivalente :**- Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99/2003 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99/2003 (Tableau IV-1)**

Le coefficient A : représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Elle dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone **II_a(Bejaia)** ⇒ $A = 0.15$

➤ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99/2003 (Tableau IV-3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction « $R = 5$ »

➤ **Q** : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003(Formule 4-4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Pénalité Sens X-X	Pénalité Sens Y-Y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2- Redondance en plan	0	0
3- Régularité en plan	0.05	0
4- Régularité en élévation	0.05	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6- Contrôles d'exécution	0	0

Donc : $Q_{/xx} = 1,1$; $Q_{/yy} = 1,05$

➤ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003(Formule 4-5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
 - $\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation et service
 - $\beta = 0.6 \rightarrow$ Bâtiment à usage commercial

Le poids total de la structure :

$$W = 39375.091 \text{ KN}$$

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

On a :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-2)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre), le graphe donne $\frac{S_a}{g}$ en fonction du temps.

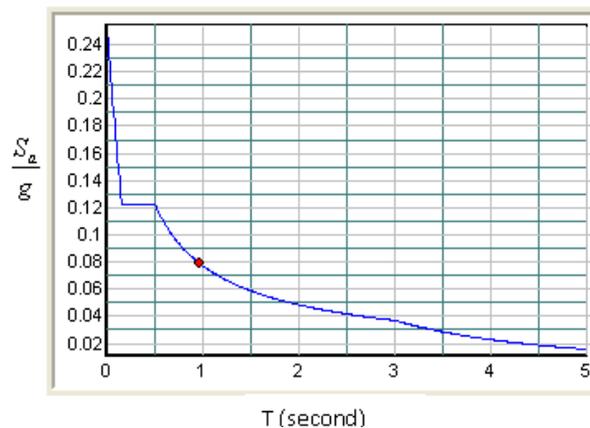


Figure IV-2 Spectre de calcul

La structure à étudier est située dans un site fermes(S2) (**Annexe I**)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases} \quad \text{RPA/2003 (Tablea4.7)}$$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$ **RPA 99/2003 (Tableau 4.2)**

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4-6)}$$

➤ h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au de dernier niveau.

$$h_n = 31.92m$$

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par le tableau IV.6 du **RPA99/2003**.

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (31.92)^{3/4} = 0.67s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99/2003(Formule 4-7)}$$

➤ L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 23.4m \quad \Rightarrow T_x = 0.74 s$$

$$L_y = 15m \quad \Rightarrow T_y = 0.59 s$$

$$\Rightarrow T_x = \min(T_x; T) = \min(0.74; 0.67) = 0.67 s$$

$$\Rightarrow T_y = \min(T_y; T) = \min(0.59; 0.67) = 0.59 s$$

Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique, c'est à dire :

$$\text{Selon x-x: } 1.3 \times T = 1.3 \times 0.67 = 0.87 s \quad \text{RPA99/2003 Art (4.2.4)}$$

$$\text{y-y: } 1.3 \times T = 1.3 \times 0.59 = 0.77 s$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{car } T_2 \leq T \leq 3.0 s \quad \text{avec } T_2 = 0.4 s$$

On a: $T_x = 0.59s$
 $T_y = 0.67s$

$$D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.67} \right)^{2/3} = 1.66 \text{ m}$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.59} \right)^{2/3} = 1.81 \text{ m}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stX} = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.1}{5} \times 39375.091 = 2156.09 \text{ KN}$$

$$V_{stY} = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.05}{5} \times 39375.091 = 2244.97 \text{ KN}$$

IV.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant : **RPA99/2003 Art (4. 3.3)**.

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

IV.2 EXIGENCE DU RPA99/2003 POUR LES SYSTEMES MIXTES

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

▪ **Modalisation et résultats :**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

▪ **Disposition des voiles de contreventement :**

Le respect de la conception architecturale nous a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante (Figure IV-3) :

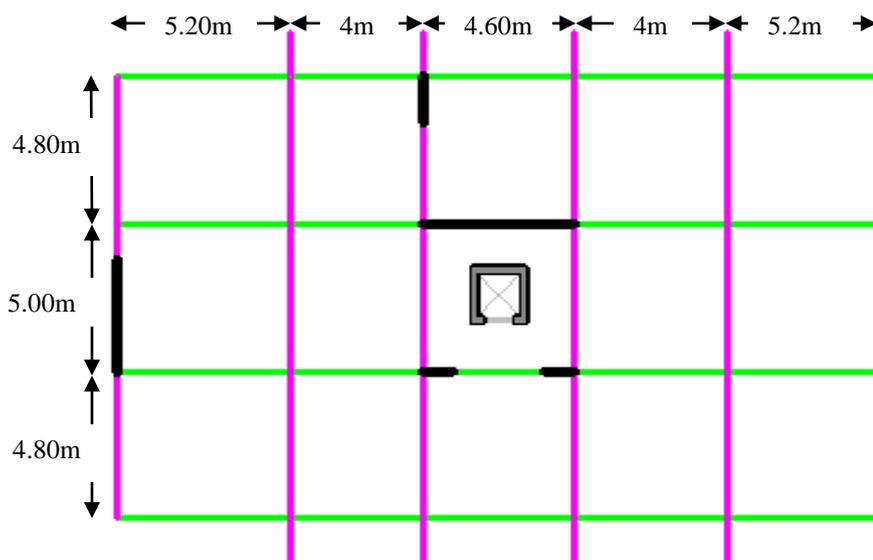


Figure IV-3 Disposition des voiles

Résultats et discussions :

a) Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV-2 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Périodes Sec	Individuel mode (%)		Cumulative sum (%)	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.860798	70.501	0.507	70.501	0.507
Mode 2	0.762789	0.533	70.954	71.034	71.461
Mode 3	0.639155	0.846	0.001106	71.880	71.462
Mode 4	0.247349	15.517	0.047	87.397	71.509
Mode 5	0.215906	0.037	16.529	87.434	88.038
Mode 6	0.178337	0.41	0.001188	87.843	88.039
Mode 7	0.133002	0.006205	0.003174	87.849	88.042
Mode 8	0.131666	0.03	0.002375	87.880	88.045
Mode 9	0.13116	0.003069	0.001787	87.883	88.046
Mode 10	0.130582	8.012E-06	0.017	87.883	88.063
Mode 11	0.13041	0.006979	0.002186	87.890	88.065
Mode 12	13.0018	0.06	0.006965	87.949	88.072

Mode 13	0.130582	8.012E-08	0.00017	0.87883	0.88063
Mode 14	0.13041	0.00006979	0.00002186	0.8789	0.88065
Mode 15	0.130018	0.0006	0.00006965	0.87949	0.88072
Mode 16	0.129883	0.00005894	6.423E-07	0.87955	0.88072
Mode 17	0.129562	0.00026	6.068E-07	0.87981	0.88072
Mode 18	0.119663	0.05789	0.00003726	0.9377	0.88076
Mode 19	0.102681	0.00003846	0.05368	0.93774	0.93444

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA99/2003 sont vérifiées. Les modes de vibration sont montrés sur les (Figure IV-4, IV-5 et IV-6).

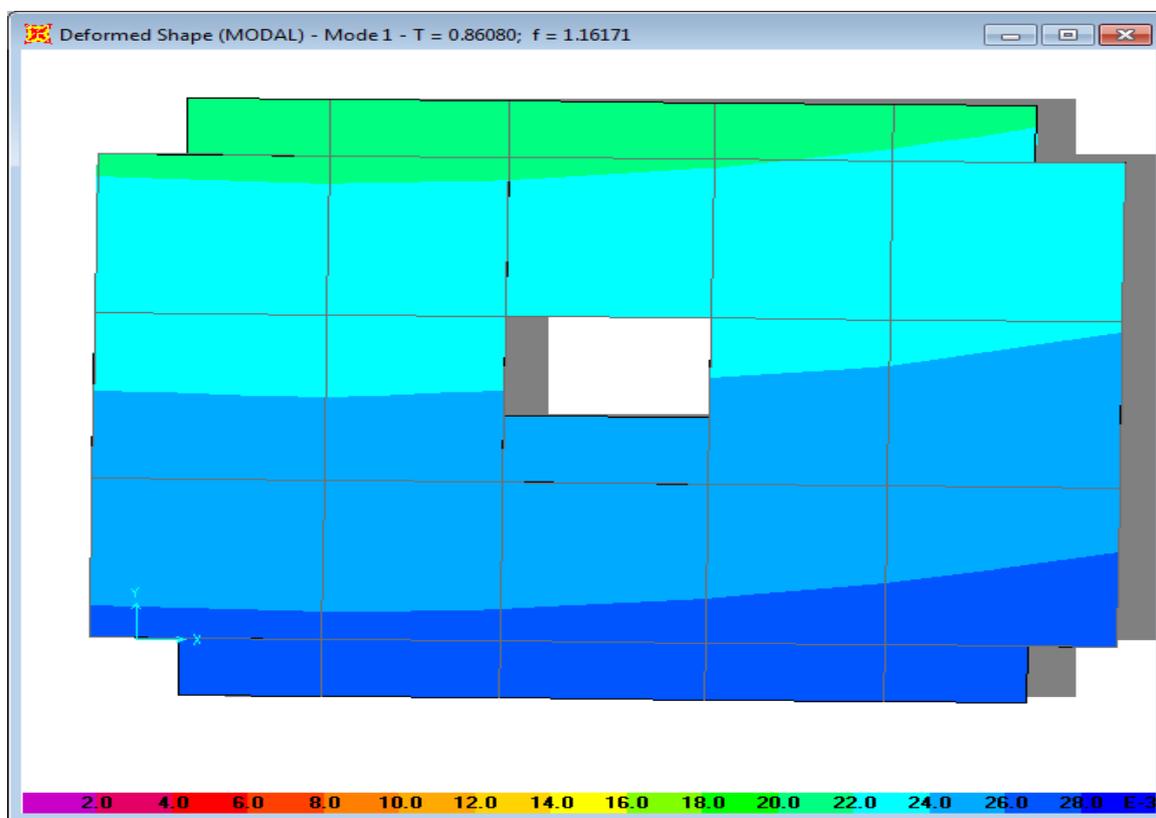


Figure IV-4 1^{ère} mode (translation suivant X)

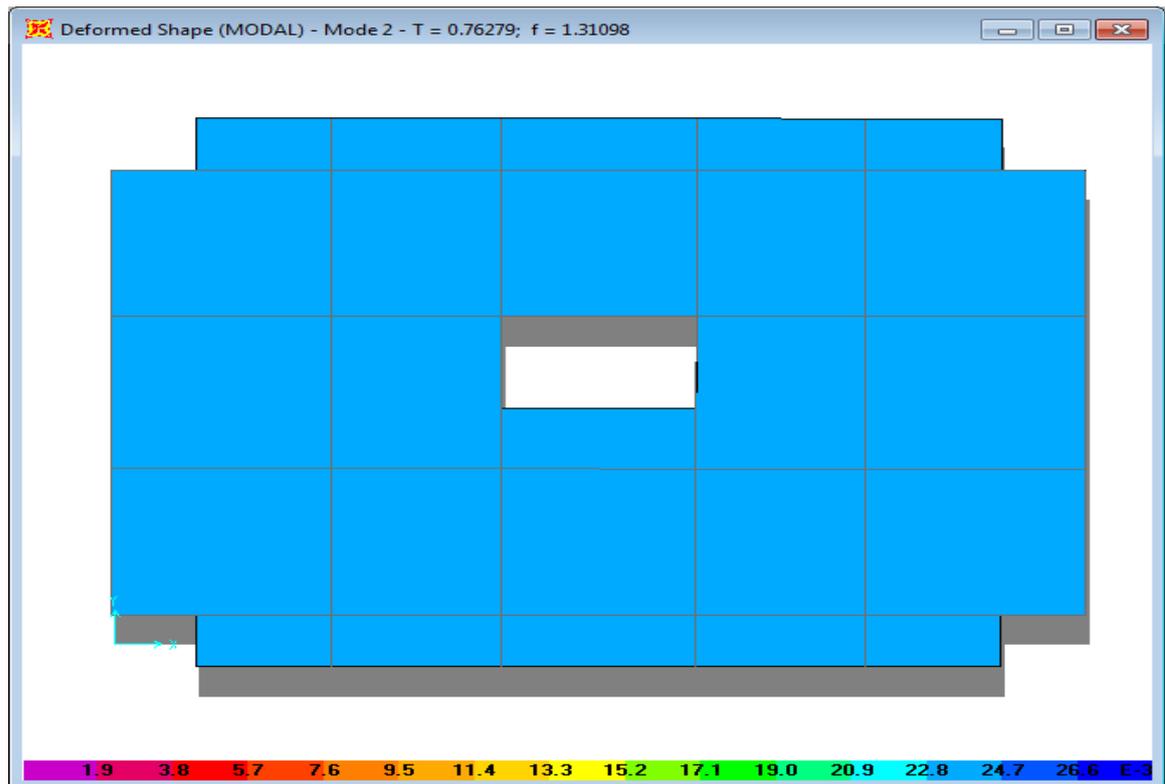


Figure IV-5 2^{ème} mode (translation suivant Y)

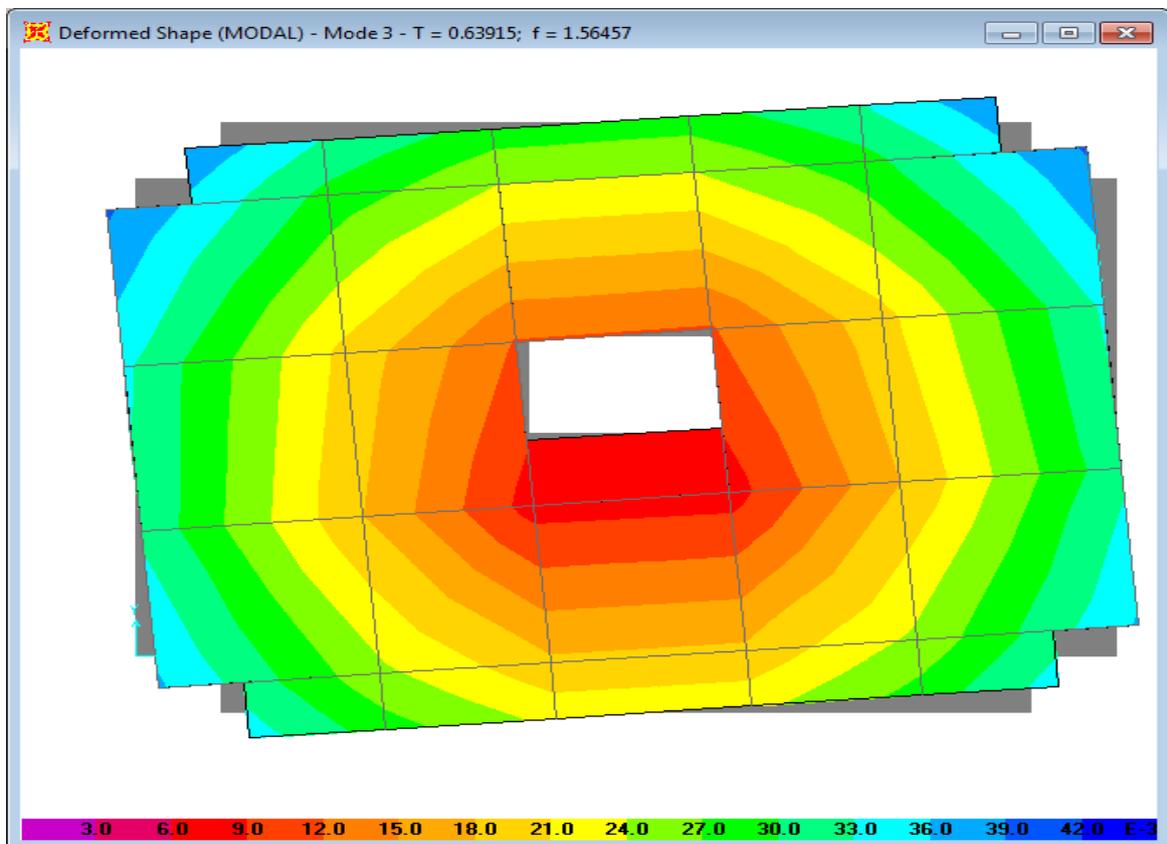


Figure IV-6 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les Tableaux IV-3 et IV-4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV-3 Vérification sous charges verticales

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
E-Sol 1	36649.704	6767.557	84.41275	15.58725
E-Sol 2	32193.08	6649.236	82.88146	17.11854
RDC	27692.102	6319.135	81.42045	18.57955
Niveau 1	24010.083	5620.792	81.03062	18.96938
Niveau 2	20070.327	5180.032	79.48531	20.51469
Niveau 3	16583.889	4387.211	79.07973	20.92027
Niveau 4	12922.492	3768.881	77.42019	22.57981
Niveau 5	9649.617	2854.116	77.17389	22.82611
Niveau 6	6283.467	2031.974	75.56385	24.43615
Niveau 7	3164.488	989.691	76.17601	23.82399

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les six derniers niveaux où l'écart ne dépasse pas 4.44%, ce qui est acceptable.

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
E-Sol 1	47.089	139.306	4.749	18.18	25.26302	30.83998	74.73698	69.16002
E-Sol 2	70.864	131.998	8.891	11.929	34.93212	37.05614	65.06788	62.94386
RDC	68.431	122.815	9.039	11.086	35.78166	37.15616	64.21834	62.84384
NIV 01	81.488	101.962	10.665	9.102	44.41973	45.10659	55.5802	54.89341
NIV 02	70.673	94.651	9.553	9.102	42.74818	43.38453	57.25182	56.61547
NIV 03	77.644	73.738	10.387	8.472	51.29011	51.39236	48.70989	48.60764
NIV 04	60.797	69.401	8.378	6.509	46.6958	47.52616	53.3042	52.47384
NIV 05	63.556	47.934	8.672	5.831	57.00601	57.73911	42.99399	42.26089

NIV 06	44.639	41.705	6.323	3.852	51.69902	52.96387	48.30098	47.03613
NIV 07	49.224	15.166	6.728	3.433	76.44665	77.44616	23.55335	22.55384

Tableau IV-4 Vérification sous charges horizontales

- **Analyse des résultats**

On voit bien que pour les deux sens, l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée à tous les niveaux sauf au niveau 7 car le voile de l'ascenseur s'arrête au 6^{ème} niveau.

IV.2.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003 la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV-5 Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2185.308	2126.255	1.02	vérifiée
Sens y-y	51948.35	49196.01	1.05	vérifiée

On remarque d'après le tableau IV-5 que $\frac{V_{dyn}}{V_{st}} \geq 0.8 \Rightarrow$ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

IV.2.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme. Le RPA99/2003 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal réduit ; qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B : l'aire de la section transversale du poteau considéré.

N_d : effort normal maximal.

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV-6

Tableau IV- 6 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
E-Sol 1	60×65	3900	2463.826	0.25	vérifiée
E-Sol 2	60×65	3900	2899.853	0.29	vérifiée
RDC	55x60	3300	2134.945	0.25	vérifiée
NIV 01	55x60	3300	1849.03	0.22	vérifiée
NIV 02	50×55	2750	1567.302	0.22	vérifiée
NIV 03	50×55	2750	1294.858	0.18	vérifiée
NIV 04	45×50	2250	1026.07	0.18	vérifiée
NIV 05	45×50	2250	765.712	0.13	vérifiée
NIV 06	40x45	1800	507.862	0.11	vérifiée
NIV 07	40x45	1800	258.336	0.05	vérifiée

IV.2.3 Justification vis-à-vis des déformations

Selon le RPA99/2003 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 d'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau IV-7 Vérification des déplacements

Niveau	Sens y-y						Sens x-x				
	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δe_K (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\delta K/hK$ (%)
E-Sol 1	0.001	0.005	0	0.005	408	1.22E-05	0.009	0.0045	0	0.004	1.47E-05
E-Sol 2	0.002	0.01	0.005	0.005	306	3.26E-05	0.0022	0.011	0.0045	0.006	2.12E-05
RDC	0.004	0.02	0.01	0.01	306	4.90E-05	0.0038	0.019	0.011	0.008	2.61E-05
NIV 01	0.007	0.035	0.02	0.015	306	3.26E-05	0.0056	0.028	0.019	0.009	2.94E-05
NIV 02	0.009	0.045	0.035	0.01	306	4.90E-05	0.0075	0.0375	0.028	0.009	3.10E-05

NIV 03	0.012	0.06	0.045	0.015	306	3.26E-05	0.0095	0.0475	0.0375	0.01	3.2E-05
NIV 04	0.014	0.07	0.06	0.01	306	4.90E-05	0.0115	0.0575	0.0475	0.01	3.2E-05
NIV 05	0.017	0.085	0.07	0.015	306	3.26E-05	0.0133	0.0665	0.0575	0.009	2.94E-05
NIV 06	0.019	0.095	0.085	0.01	306	4.90E-05	0.0151	0.0755	0.0665	0.009	2.94E-05
NIV 07	0.021	0.105	0.095	0.01	306	3.26E-05	0.0167	0.0835	0.0755	0.008	2.61E-05

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage. Justification vis à vis de l'effet P-Δ: **[RPA (5.9)]**

Les effets du 2^{ème} 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 :

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

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

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 $1/(1-qK)$.
- ✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV-8.

Tableau IV-8 vérification de l'effet P-Δ

Niveau	h _k (cm)	Sens x-x				Sens y-y		
		P _k (KN)	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k	Δ _k	V _k (KN)	Θ _k
E-Sol 1	408	34473.75	0.005	189.39	0.022	0.0045	162.76	0.031
E-Sol 2	306	30373.196	0.005	202.86	0.024	0.0065	221.77	0.029
RDC	306	26470.41	0.01	191.24	0.045	0.008	208.81	0.033
NIV 01	306	22566.56	0.015	183.45	0.060	0.009	198.93	0.033
NIV 02	306	18764.93	0.01	165.32	0.037	0.0095	178.72	0.032

NIV 03	306	14960.91	0.015	151.38	0.048	0.01	163.17	0.029
NIV 04	306	111.49	0.01	130.18	0.028	0.01	138.206	0.026
NIV 05	306	86.34	0.015	111.49	0.033	0.009	117.42	0.018
NIV 06	306	3862.92	0.01	86.34	0.014	0.009	90.22	0.015
NIV 07	306	0	0.01	64.39	0	0.008	69.08	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV-8, les effets P- Δ peuvent être négligés

CONCLUSION

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique. Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même qu'en élévation.

Pour notre ouvrage, après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie toutes les exigences du RPA99 addenda 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Dans le but de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.



CHAPITRE V

INTRODUCTION

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

V.1 ETUDE DES POTEAUX

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers les fondations, ces poteaux sont sollicités en flexion composée dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait a la flexion composée selon les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de donnes du SAP2000 :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+Q
- 0.8G-Q

RPA99 (Article 5.2)

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

N_{\max} —————→ $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} —————→ $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} —————→ $N_{\text{correspondant}}$

Telle que :

N : Effort normale (compression ou traction).

M : Moment sollicitant.

V.1.1 Les recommandations du RPA 99/2003

❖ Les armatures longitudinales

RPA99 (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: $0.8 \% \times (b_1 \times h_1)$ (Zone II).
- Le pourcentage maximal et de : $4 \% \times (b_1 \times h_1)$ en zones courantes.
 $6 \% \times (b_1 \times h_1)$ en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h' \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{b}; b_1; h_1; 60cm\right) \\ h_e : \text{Hauteur d'étage.} \end{array} \right.$$

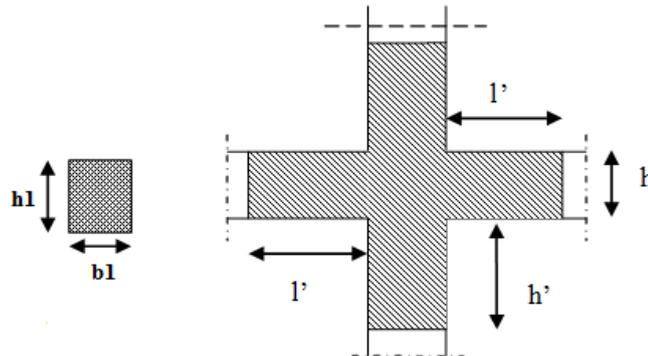


Figure V-1 La Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) En zone courante	A _{max} (cm ²) En zone de recouvrement
E-Sol1, E-Sol2	65×60	31.2	156	234
RDC, 1 ^{er} étage	60×55	26.4	132	198
Etage 2-3	55×50	22	110	165
Etage 4-5	50×45	18	90	135
Etage 6-7	45×40	14.4	72	108

❖ Les armatures transversales :

RPA99/2003 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales. Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

RPA99/2003(Article 7.4.2)

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm})$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_1$

Avec ϕ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale a :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: élancement géométrique)} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{Si } \lambda_g \leq 3$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes Si $3 < \lambda_g < 5$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite aux minimums de 10ϕ .

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000V14, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Avec :

$N > 0$: Effort de traction.

$N < 0$: Effort de compression.

Tableau V-2 Sollicitations dans les poteaux

Niveau	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	V (KN)
E-Sol1	96.256	2383.28	3231.039	13.38	103.029	40.022	67.555
E-Sol2	167.770	2011.373	2464.922	0.7234	198.919	44.811	57.917
RDC	147.885	1264.148	2134.945	2.924	38.324	25.764	95.458
1 ^{er} Etage							
Etage 2-3	123.155	688.485	1567.302	4.684	7.458	16.141	83.297
Etage 4-5	91.359	330.899	1026.07	5.824	3.403	6.192	71.496
Etage 6-7	64.127	116.354	507.862	5.561	0.771	24.413	55.160

V.1.3 Ferrailage des poteaux

V.1.3.1 Armatures longitudinales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures longitudinales pour les différents niveaux à la flexion composée.

Tableau V-3 Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA99)	A _{cal} (cm ²) (SAP2000)	A _{Adopté} (cm ²)
E-Sol1 E-Sol2	65×60	31.2	39	8HA16+8HA20= 41.21
RDC 1 ^{er} Etage	60×55	26.4	33	4HA16+8HA20= 33.17
Etage 2-3	55×50	22	27.5	8HA16+4HA20= 28.65
Etage 4-5	50×45	18	22.5	12HA16= 24.13
Etage 6-7	45×40	14.4	18	12HA14= 18.47

V.1.3.2 Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V-4 Armatures transversales des poteaux

Niveau	E-Sol1	E-Sol2	RDC 1 ^{er} Etage	Etage 2-3	Etage 4-5	Etage 6-7
Section du poteau (cm ²)	65×60	65×60	60×55	55×50	50 ×45	45×40
$\phi_{l,max}$ (cm)	2	2	2	2	1.6	1.4
$\phi_{l,min}$ (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4
L_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.76	3.57	3.89	4.28	4.76	5.35
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
V_U (KN)	67.555	57.555	95.458	83.297	71.496	55.160
S ^t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S ^t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A ^t (cm ²)	0.97	0.83	1.49	1.41	1.34	0.79
A ^t _{min} (cm ²) z.nodale	3.30	3.30	3.02	2.75	2.47	2.20
A ^t _{min} (cm ²) z.courante	4.95	4.95	4.53	3.90	3.71	3.30
A ^t _{adopté} (cm ²)	5.03	5.03	5.03	4.02	4.02	4.02
Nombre de barres	10HA8	10HA8	10HA8	8HA8	8HA8	8HA8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66\text{mm}$

V.1.4 Vérification

V.1.4.1 Vérification au flambement (effort normal ultime)

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du Entre-sol1, avec une longueur de $l_0 = 4.08$ m et un effort normal égal à : 3231.039KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

- α : Coefficient fonction de l'élancement ;

- B_r : Section réduite du béton ;
- A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.856m$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.187m$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{2.856}{0.187} = 15.27 \Rightarrow \alpha = 0.818$

$B_r = (a-2) \times (b-2) \Rightarrow B_r = 0.3654 \text{ m}^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0.818 \times \left(\frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41.21 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6707.64KN$$

On a $N_{max} = 3231.039KN < N_u \rightarrow$ *Pas de risque de flambement.*

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-5 Justification de l'effort normal ultime

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _r (m)	i (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Obs
E-Sol1	65×60	4.08	2.856	0.187	15.27	0.818	41.21	3654	3231.039	6707.64	vérifiée
E-Sol2	65×60	3.06	2.142	0.187	11.45	0.832	41.21	3654	2464.922	6822.44	vérifiée
RDC	60×55	3.06	2.142	0.173	12.38	0.829	33.17	3074	2134.945	5675.60	vérifiée
1 ^{er} Etage											
Etage 2-3	55×50	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	28.65	2544	1567.302	4708.79	vérifiée
Etage 4-5	50×45	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	24.13	2064	1026.07	3822.45	vérifiée
Etage 6-7	45×40	3.06	2.142	0.129	16.60	0.813	18.47	1634	507.862	2982.37	vérifiée

V.1.4.2 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement. Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d)^2$$

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{bh + 15 \times (A' + A)}; v' = h - v; d = 0.9h.$$

$$A' = 0 \rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$\text{et } v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A \times d)}{bh + 15A}$$

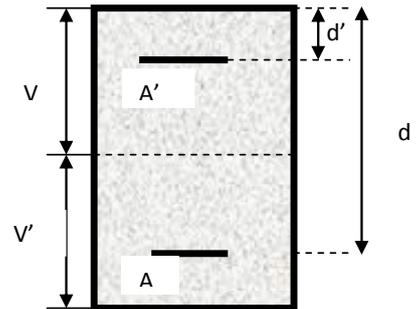


Figure V-2 Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-6 vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	Obs
E-Sol1	65×60	58.5	41.21	36.05	28.95	0.0173	2103.866	40.2039	5.39	vérifiée
E-Sol2	65×60	58.5	41.21	36.05	28.95	0.0173	1794.219	46.642	4.60	vérifiée
RDC 1 ^{er} Etage	60×55	54	33.17	33.14	26.86	0.0123	1556.487	23.5162	4.71	vérifiée
Etage 2-3	55×50	49.5	28.65	30.47	24.53	0.0087	1142.780	26.4927	4.15	vérifiée
Etage 4-5	50×45	45	24.13	27.77	22.23	0.0059	748.322	28.3938	3.32	vérifiée
Etage 6-7	45×40	40.5	18.47	24.90	20.10	0.0038	370.747	35.627	2.06	vérifiée

V.1.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le **RPA99 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnel de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Tel que :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}; \quad \text{avec: } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_U}{bd}$ La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-7 Vérification des sollicitations tangentes

Niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _U (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Obs
E-Sol1	65×60	2.856	4.760	0.04	58.5	67.555	0.192	1	vérifiée
E-Sol2	65×60	2.142	3.570	0.04	58.5	57.917	0.165	1	vérifiée
RDC,1 ^{er} Etage	60×55	2.142	3.894	0.04	54	95.458	0.321	1	vérifiée
Etage 2-3	55×50	2.142	4.284	0.04	49.5	83.297	0.336	1	vérifiée
Etage 4-5	50×45	2.142	4.760	0.04	45	71.496	0.317	1	vérifiée
Etage 6-7	45×40	2.142	5.355	0.075	40.5	55.160	0.340	1.875	vérifiée

V.1.5 Dispositions constructives des poteaux

- **Longueurs de recouvrement**

Le RPA99 (Art 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r \geq 40 \times \phi$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 16 = 64cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 14 = 56cm$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

- **les zones nodales**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h'$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

- pour *Entre – Sol 1* :

$$h' = \max(.68; 65; 60; 60\text{cm}) = 68\text{cm}.$$

$$L' = 2 \times 68 = 136\text{cm}$$

- pour *Entre – sol 2* :

$$h' = 60\text{cm}.$$

$$L' = 120\text{cm}$$

- pour *RDC, Etage courant* :

$$h' = 75\text{cm}.$$

$$L' = 120\text{cm}$$

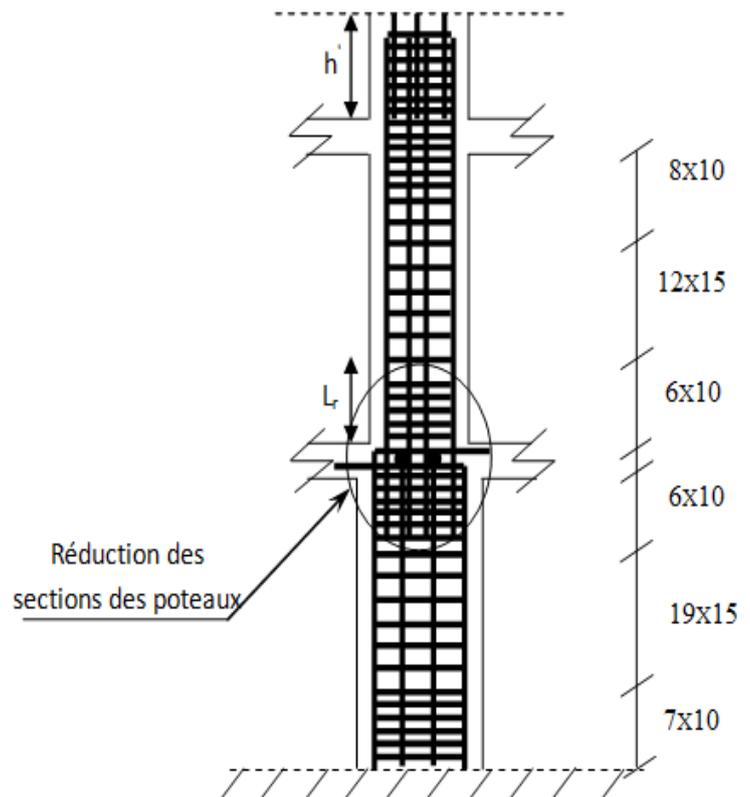
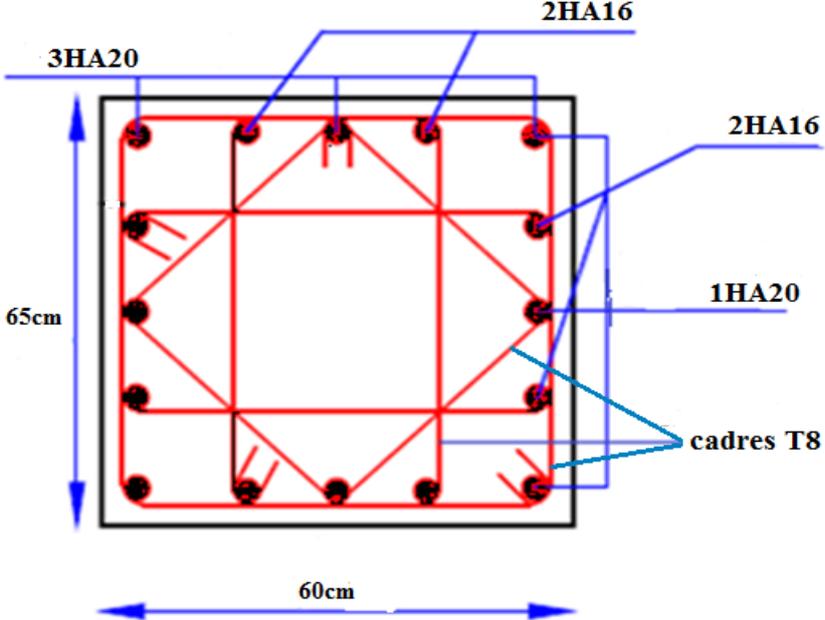
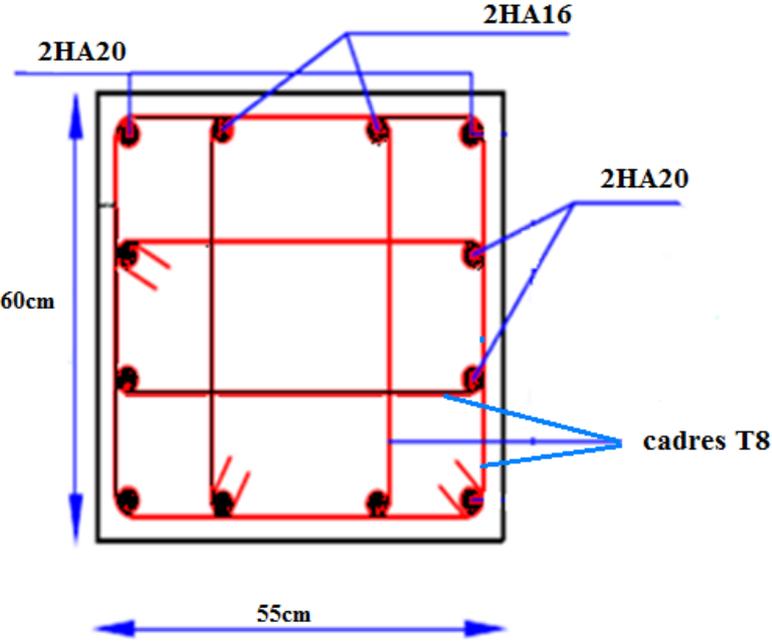
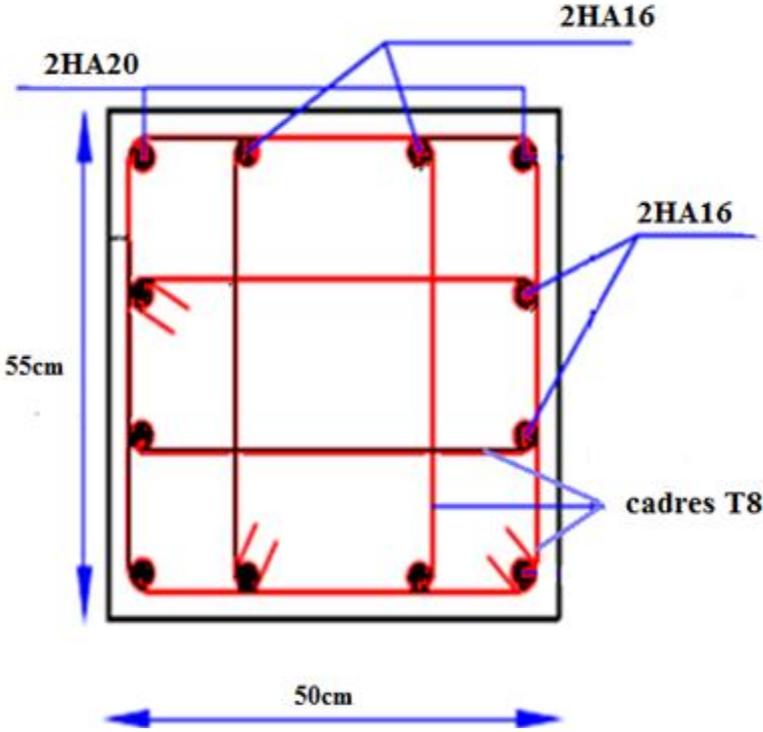
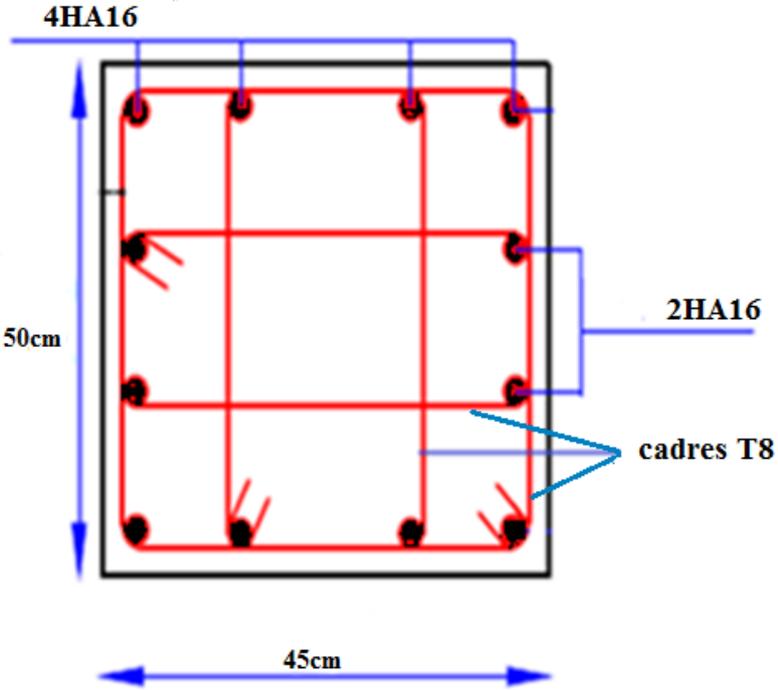


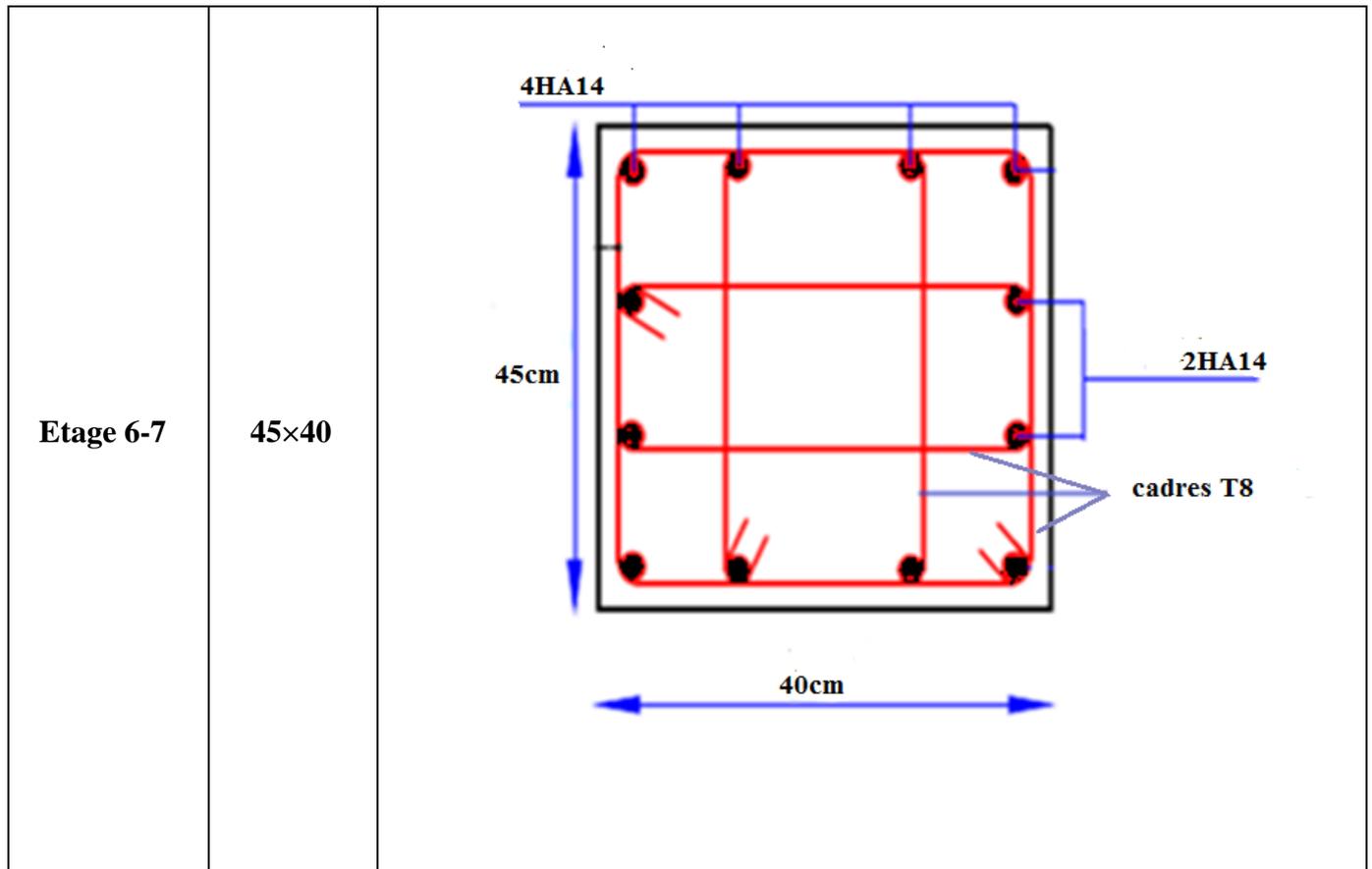
Figure V-3 Disposition des armatures des poteaux

V.1.6 Schémas de ferrailages des poteaux

Tableau V-8 Schémas de ferrailages des poteaux

Niveau	Section	Nombre de barres
<p>E-Sol1 E-Sol2</p>	<p>65×60</p>	
<p>RDC 1^{er} Etage</p>	<p>60×55</p>	

<p>Etage 2-3</p>	<p>55×50</p>	
<p>Etage 4-5</p>	<p>50×45</p>	



V.2 ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont calculées en flexion simple. Elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet la détermination des armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts (M, V), qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par les **RPA99 Version 2003** qui sont :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

RPA99 (Article 5.2)

V. 2. 1 Recommandations du RPA99/Version 2003

✚ les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%. $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% b×h En zone courante.
 - 6% b×h En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-9 Armatures longitudinales et maximales dans les poutres selon RPA

Type de poutre	Section	$A_{\max}(\text{cm}^2)$ zone courante	$A_{\max}(\text{cm}^2)$ zone de recouvrement	$A_{\min} (\text{cm}^2)$
Principales	50×35	70	105	8.75
Secondaires	45×35	63	94.5	7.87

✚ Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ avec h : la hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

▪ Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :

- **Recommandation du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

- **Recommandation de BAEL**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$



Figure V-4 2U superposés

V.2.2 ferrailages des poutres

a) Armatures longitudinales

D'après Le ferrailage des poutres calculé et celui obtenu par le logiciel SAP2000, Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres à chaque niveau.

▪ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (50×35) cm² la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 154.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 160.193 \text{ KN.m}$$

- Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{154.85 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.47^2 \times 14.2} = 0.141$$

$$\mu_{bu} = 0.141 < \mu_1 = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.141 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.190$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.434\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{154.85 \times 10^{-3}}{0.434 \times 348} = 1.02 \times 10^{-3}\text{m}^2 = 10.25\text{cm}^2$$

- **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{160.193 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.47^2 \times 14.2} = 0.145 < 0.186 \rightarrow \text{PivotA}$$

$$\mu_{bu} = 0.145 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.196$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.433\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{160.193 \times 10^{-3}}{0.433 \times 348} = 1.06 \times 10^{-3}\text{m}^2 = 10.63\text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V-10 Les armatures longitudinales dans les poutres

Niveaux	Type de poutre	Section (cm ²)	localisati on	M (KN.m)	V (KN)	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	N ^{bre} de barre
Etage commercial	PP	50×35	Appuis	160.193	271.102	10.63	8.75	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	154.850		10.25		3HA16+3HA14=10.65
	PS	45×35	Appuis	99.485	79.386	12.16	7.87	3HA20+3HA12=12.81
			Travée	88.427		6.4		3HA12+3HA14=8.01
Etage Service	PP	50×35	Appuis	196.170	319.099	13.32	8.75	3HA14+3HA20=14.04
			Travée	190.883		12.90		5HA16+1HA20=13.19
	PS	45×35	Appuis	107.256	86.360	7.86	7.87	3HA12+3HA14=8.01
			Travée	99.520		7.25		3HA12+3HA14=8.01
RDC et Etages courant	PP	50×35	Appuis	199.153	309.625	13.56	8.75	3HA14+3HA20=14.04
			Travée	168.650		11.27		3HA20+3HA12=12.81
	PS	45×35	Appuis	149.572	104.280	11.31	7.87	6HA16=12.06
			Travée	129.20		9.61		3HA16+3HA14=10.65
Terrasse inaccessible	PP	50×35	Appuis	124.666	114.073	8.12	8.75	6HA14=9.24
			Travée	60.603		3.81		6HA14=9.24
	PS	45×35	Appuis	117.031	58.263	8.64	7.87	6HA14=9.24
			Travée	84.523		6.10		6HA14=9.24

▪ **Les longueurs de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm$$

$$\phi = 14mm \Rightarrow l_r > 56cm$$

$$\phi = 12mm \Rightarrow l_r > 48cm$$

$$\phi = 10mm \Rightarrow l_r > 40cm$$

b) **Armatures transversales** $\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

-Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.42; 3.5) = 1.2cm.$$

$$\phi \leq 1.2cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10

-Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5) = 1.2cm.$$

$$\phi \leq 1.2cm \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10

▪ **Calcul des espacements des armatures transversales**

• **Selon le BAEL91 (Art H.III.3)**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$S_t = \min \begin{cases} \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \\ \min(0.9 \times d; 40cm) \\ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \end{cases} \Rightarrow S_t = \min \begin{cases} 89.71cm \\ 42.30cm \\ 22.083cm \end{cases}$$

• **Selon le RPA99**

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_1^{\min})$ (Art7.5.2.2)

. Poutres principales : $S_t \leq \min(12.5; 12)$ Soit : $S_t = 10cm$

. Poutres secondaires : $S_t \leq \min(11.25; 14.4)$ Soit : $S_t = 10cm$

- **Zone courante** : $S_t \leq h/2$ (Art7.5.2.2)

. Poutres principales : $S_t \leq h/2 = 50/2 = 25 \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$; Soit $S_t = 20\text{cm}$

. Poutres secondaires : $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; Soit $S_t = 20\text{cm}$

▪ **Vérifications des armatures transversales**

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2)

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$A_t^{\min} = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.10\text{cm}^2 \leq 3.14\text{cm}^2$ Vérifiée.

V.2.3 Vérifications à l'ELU

1) Condition de non fragilité

Vérifications des armatures longitudinales

$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.98 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$ Tel que : $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right)$ (F.P.N) Art (A.5.1.1)

Les résultats sont récapitulés sur le tableau suivant:

Tableau V-11 Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Vérification
Principales	319.099	1.93	3.33	Vérifiée
Secondaires	104.28	0.70	3.33	Vérifiée

$\tau_{bu} < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ Art (IV.1)

➤ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$ Art (IV.2)

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V-12 Vérification au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (MN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	14.04	319.099	196.170	9.17	- 4.15	Vérifiée
Secondaires	12.57	104.28	149.572	2.99	- 8.37	Vérifiée

V.2.4 Vérifications à l'ELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton.

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Zone	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Appuis	99.810	18.51	244886.36	7.54	Vérifiée
	Travées	64.806	18.16	236512.46	4.97	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	49.516	13.94	93083.58	7.41	Vérifiée
	Travées	36.343	13.12	29349.06	1.62	Vérifiée

M_{ser} : est le moment le plus défavorable utilisé pour la vérification de toutes les poutres.

• Vérification de la flèche

Selon le **BAEL99** et **CBA93** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

$$\text{On a: } M_t = 0.75M_0 \Rightarrow \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75 \times M_0}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075$$

Tableau V-14 Vérification de la flèche pour les poutres

	h_t cm	b cm	L cm	A_s cm ²	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	35	500	14.04	0.1	0.075	0.008	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	45	35	520	12.57	0.08	0.075	0.008	0.0105	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.2.5 Schémas de ferrailages des Poutres

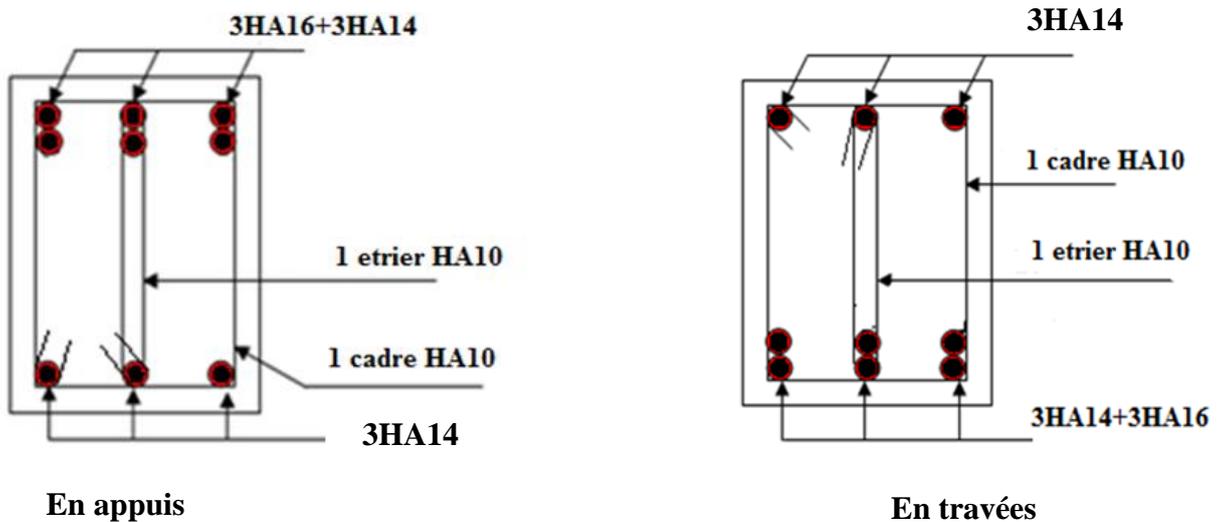


Figure V-5 Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage commercial

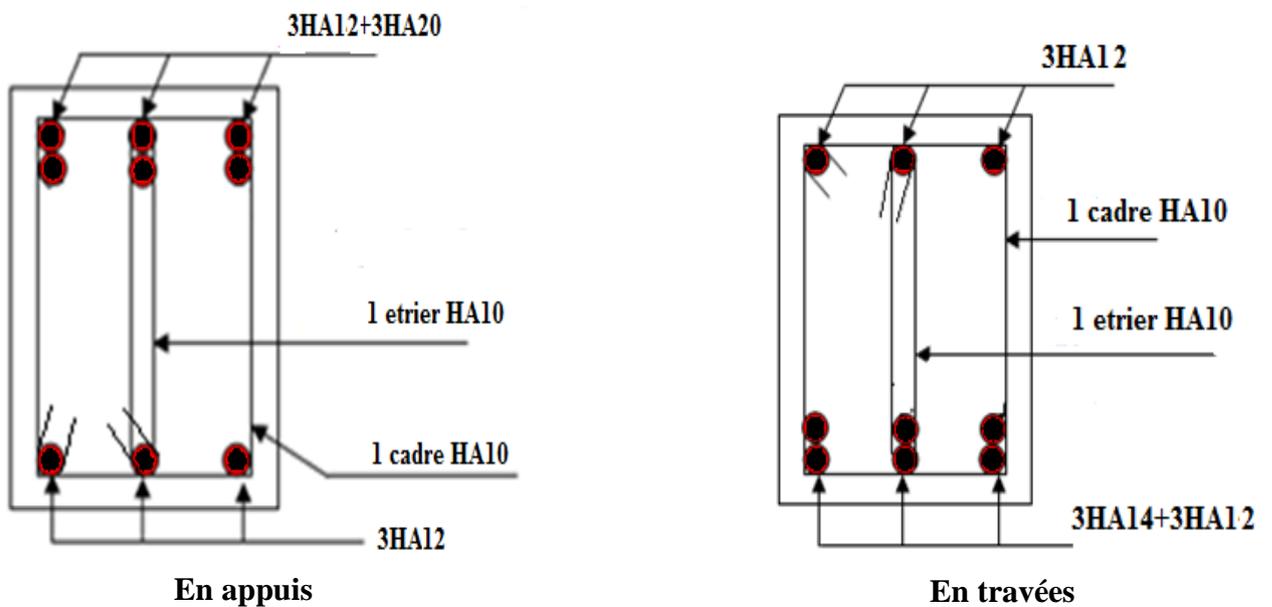


Figure V-6 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage commercial

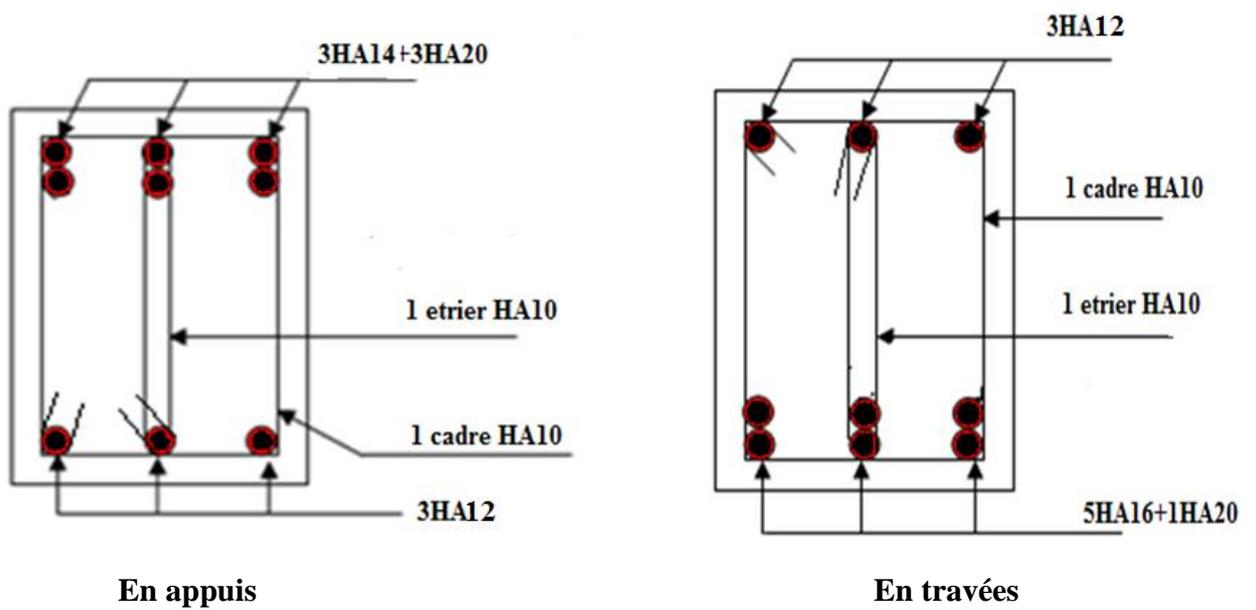


Figure V-7 Schémas de ferrailages de la poutre principale d'étage service

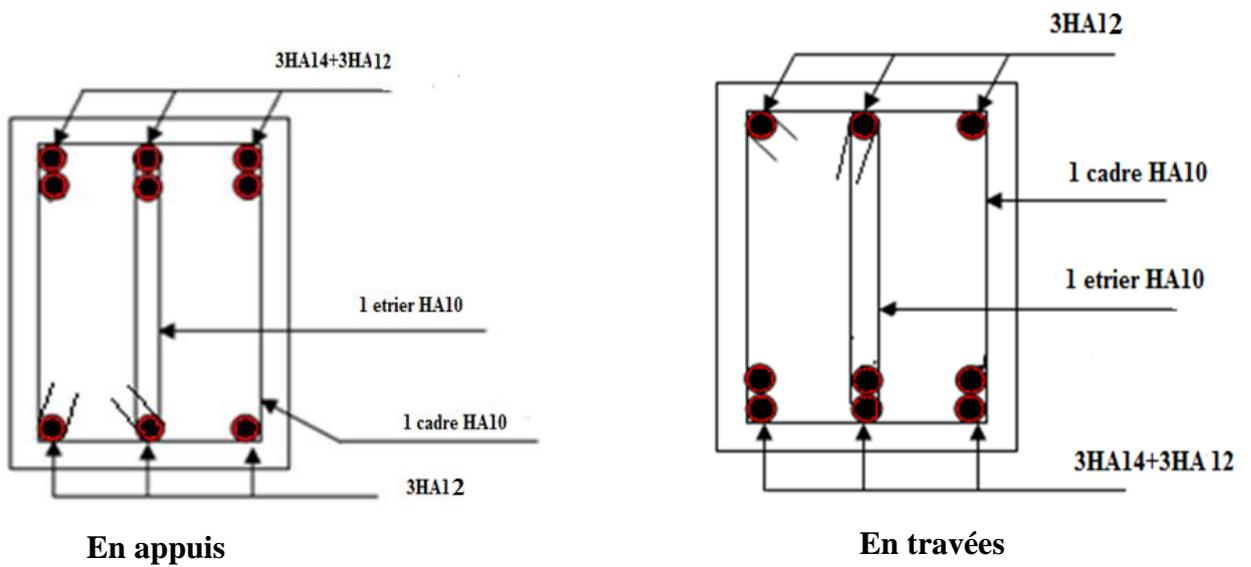


Figure V-8 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire d'étage service

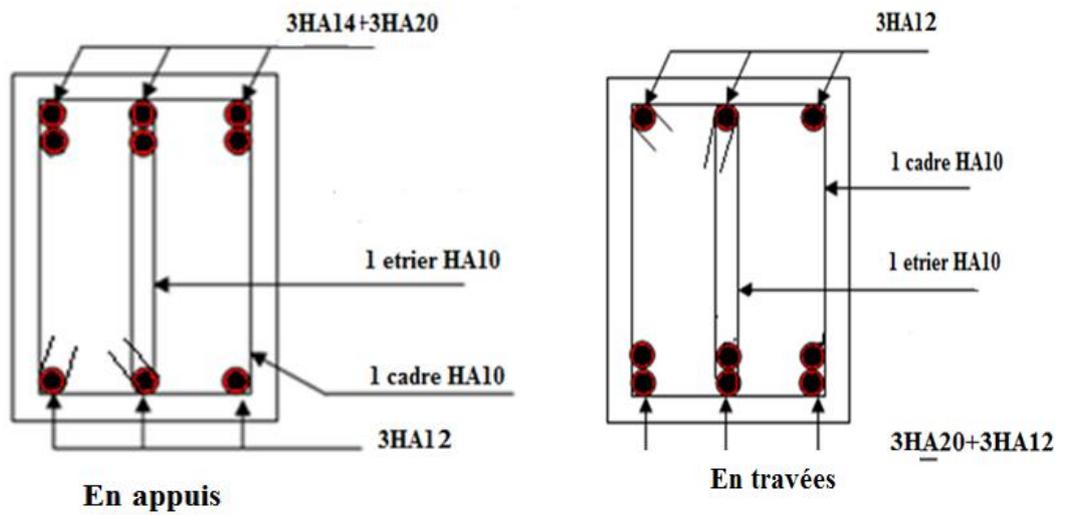


Figure V-9 Schémas de ferrillages de la poutre principale de RDC et étage courants

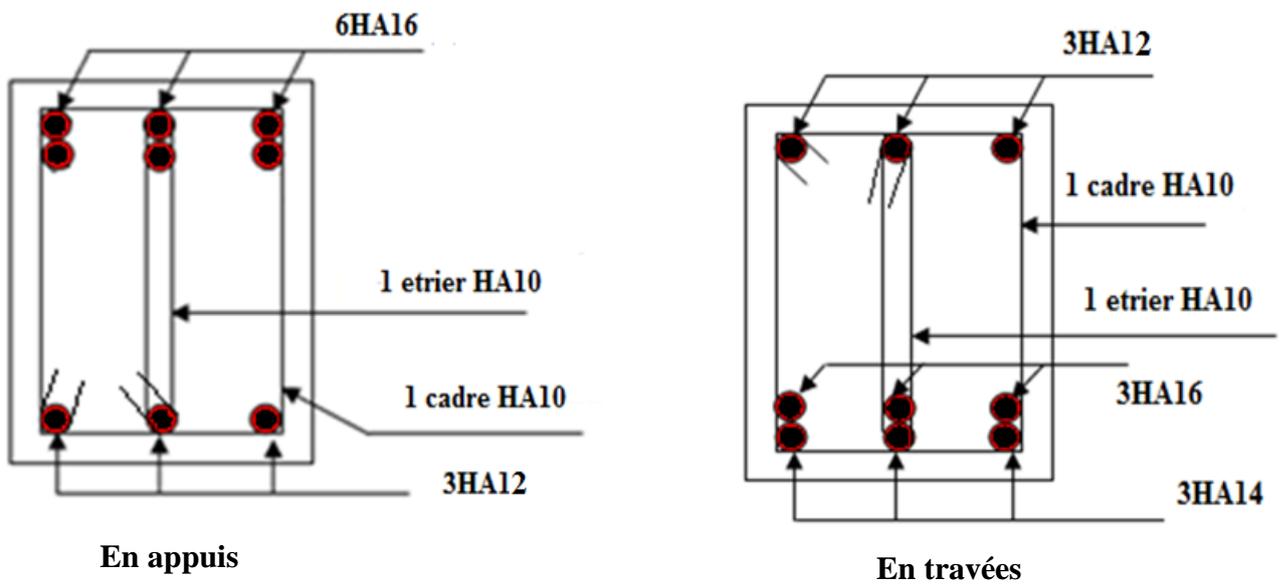


Figure V-10 Schémas de ferrillages de la poutre secondaire de RDC et étage courants

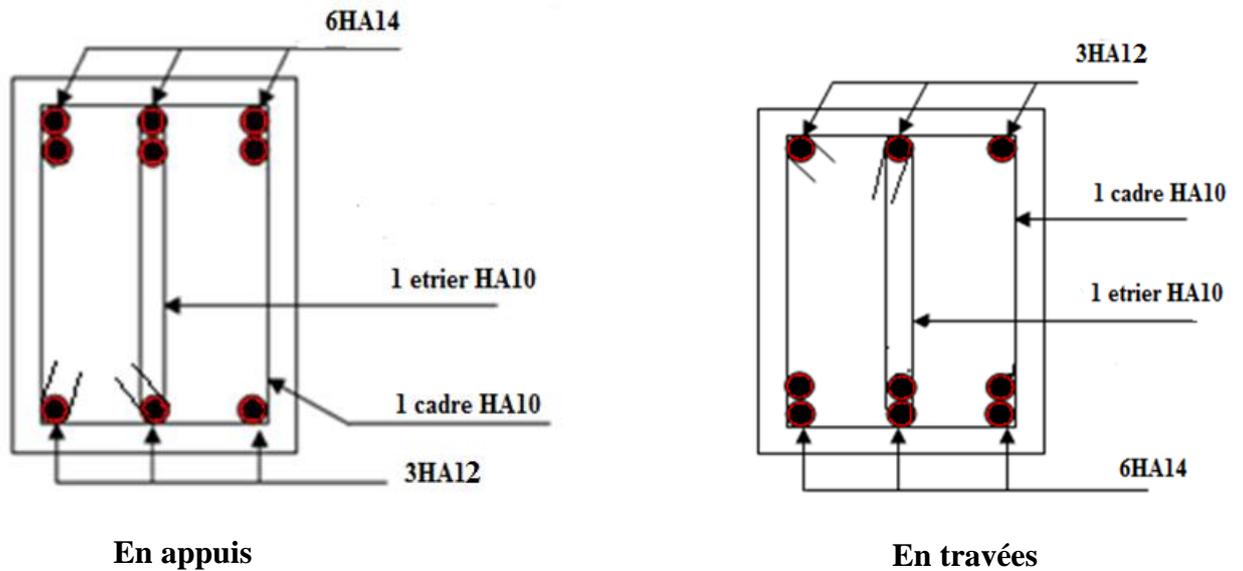


Figure V-11 Schémas de ferrailages de la poutre principale de la terrasse

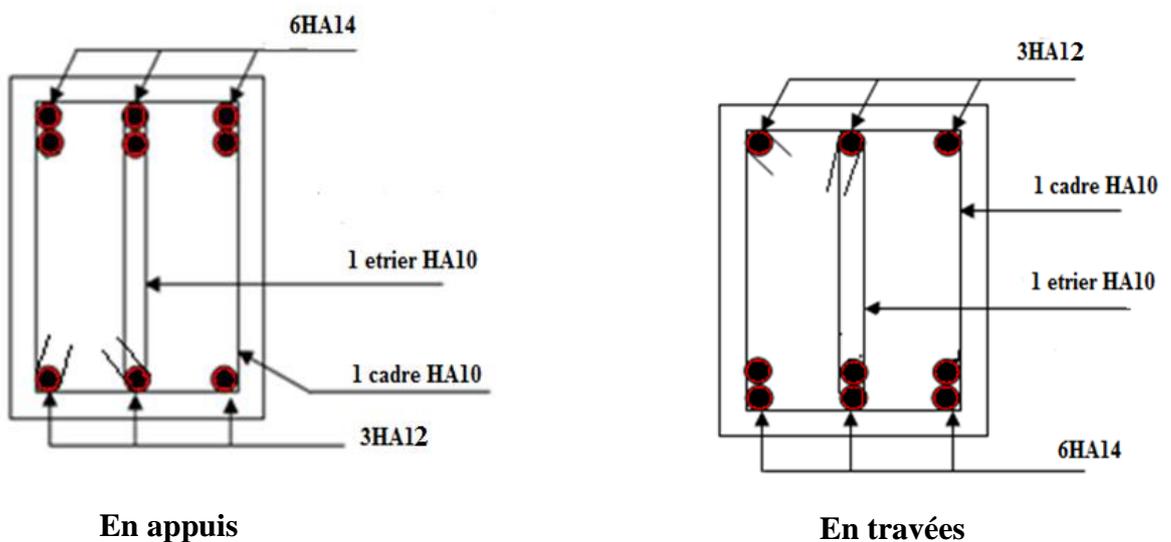


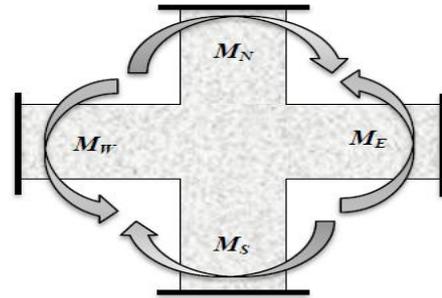
Figure V-12 Schémas de ferrailages de la poutre secondaire de la terrasse

▪ Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03(Article 7.6.2)** Dans le but de permettre la formation des rotules plastique dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25. Ça consiste à vérifier la condition suivant, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

(Article 7.6.2) cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).



M_S : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_N : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_W : Moment résistant gauche de la poutre.

M_E : Moment résistant droite de la poutre.

Figure V- 13 Les moments sur en zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'armatures dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s}$ et $Z = 0.85 \times h$ avec $F_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa}$

Tableau V-15 Moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
E-Sol1, E-Sol2	65×60	0.552	41.21	791.23
RDC, 1erEtage	60×55	0.510	33.17	588.40
Etage 2-3	55×50	0.467	28.09	456.27
Etage 4-5	50×45	0.425	24.13	356.70
Etage 6-7	45×40	0.382	18.47	245.41

b) Détermination des moments résistant dans les poutres:

Tableau V-16 Moments résistants dans les poutres

Type	Section (cm ²)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Poutre principales	50×35	0.425	14.04	207.547
Poutre secondaires	45×35	0.382	12.57	167.017

c) Vérification des zones nodales :

Tableau V-17 Vérification des zones nodales dans différent étage

Niveau	plan	M _w =M _e (KN.m)	M _n =M _s (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	observation
E-Sol1	PP	207.547	791.23	517.50	1582.42	vérifiée
E-Sol2	PS	167.017	791.23	417.54	1582.42	vérifiée
RDC	PP	207.547	588.40	517.50	1176.80	vérifiée
1 ^{er} Etage	PS	167.017	588.40	417.54	1176.80	vérifiée
Etage 2-3	PP	207.547	456.27	517.50	912.54	vérifiée
	PS	167.017	456.27	417.54	912.54	vérifiée
Etage 4-5	PP	207.547	356.70	517.50	713.40	vérifiée
	PS	167.017	356.70	417.54	713.40	vérifiée
Etage 6-7	PP	207.547	245.41	517.50	590.82	vérifiée
	PS	167.017	245.41	417.54	590.82	vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3 ETUDES DES VOILES

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres, ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par des portiques.

V.3.1 Recommandation du RPA 99

a) Armatures verticales

RPA99/version2003 (art 7.7.4.1)

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.20\% \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

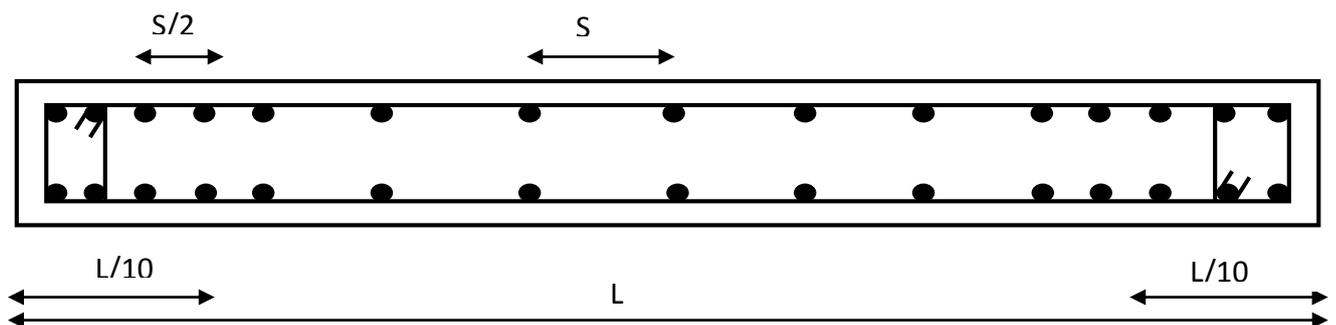


Figure V- 14 Disposition des armatures verticales (vue en plan)

b) Armatures horizontales

RPA99/version2003 (art 7.7.4.2)

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour

empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ en plus des épingles sont prévus 4 par 1m^2 .

c) Armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times l \dots\dots\dots \text{ dans la section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times e \times l \dots\dots\dots \text{ dans la zone courante.}$$

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2 Disposition des voiles

La figure suivante illustre les différents voiles qu'on a disposés dans le plan

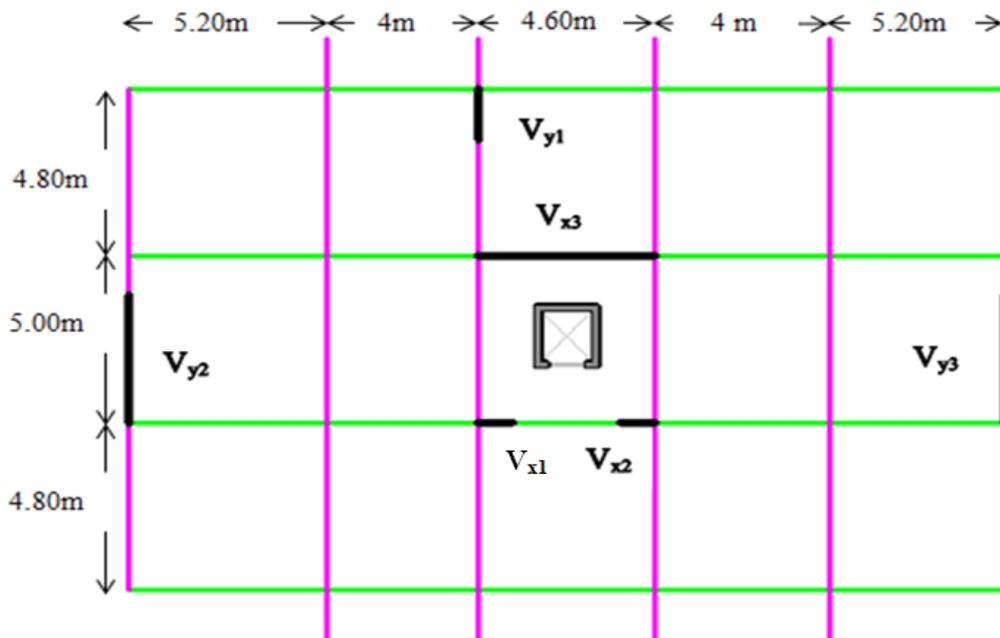


Figure V-15 Schéma de disposition des voiles

V.3.3 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée, ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} ; \text{ Et on prend le cas le plus défavorable de ce qui suit :}$$

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

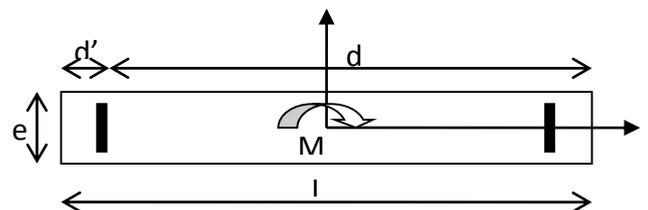


Figure V-16 Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures se fait en flexion composée pour une section $(b \times l)$.

A_v^{min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile, $A_v^{min} = 0.15\% \times b \times l$

$A_v^{min} / tend$: Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue

$$A_v^{min} / tend = 0.2\% \times b \times l_t$$

$A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

$$A_v^{min} / comp = 0.1\% \times b \times l_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement entre armatures.

A_h^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile, $A_h^{min} = 0.15\% \times b \times l$

A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature adoptée pour un mètre linéaire.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par un mètre linéaire.

l_t : longueur de la zone tendue, $l_t = \frac{1}{2} (1 - \frac{1}{6e_0})$ avec $e_0 = \frac{M}{N}$

l_c : longueur de la zone comprimée, $l_c = l - (2 \times l_t)$

V.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-18 Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'

voile	Ni veau	e	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
			N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M (KN.m)	
V_{x3}	E-Sol1, 2	0.2	3567.707	9.186	2697.095	7301.235	1707.235	678.292	1353.504
	RDC, E-courant	0.15	953.732	208.377	711.213	3809.969	517.546	156.782	286.828
V_{x1} = V_{x2}	E-Sol1	0.2	1060.452	73.670	710.168	334.364	453.01	314.369	143.794
	E-Sol2, RDC, E-Courant	0.15	224.711	485.729	309.05	121.630	74.510	1185.590	95.482

V.3.4 calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

A) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

- **Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M,N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

$L = 4.6 \text{ m}$
 $d = 4.57 \text{ m}$
 $e = 0.20 \text{ m}$

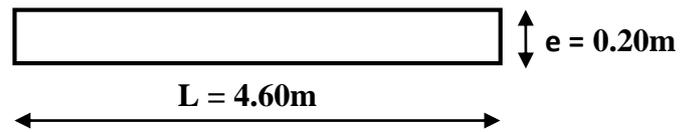


Figure V-17 Voile V_{x3}

$N_{max} = 3567.107\text{KN}$ (compression), $M_{cor} = 9.186\text{KN. m}$. (Combinaison Acc).

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_U}$$

$$e_G = \frac{9.186}{3567.107} = 0.002\text{m}.$$

$$\frac{L}{2} = \frac{4.60}{2} = 2.30\text{m}.$$

$e_G < \frac{L}{2}$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'. Il faut

vérifier la condition suivante :

$$A \geq b \dots\dots\dots (I)$$

$$a = (0.337 \times L - 0.81 \times d') \times L \times e \times f_{bu}$$

$$a = (0.337 \times 4.6 - 0.81 \times 0.03) \times 4.6 \times 0.2 \times 14.2$$

$$a = 19.93 \text{ MNm}.$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 9.186 + 3567.107 \times \left(4.57 - \frac{4.60}{2} \right) = 8.106 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = 8.106 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow b = 3567.107 \times (4.57 - 0.03) - 8106.51 = 8.088 \text{ MNm}.$$

Alors la condition (I) et vérifier \Rightarrow la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la Flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8106.51 \times 10^{-3}}{0.20 \times (4.57)^2 \times 14.2} = 0.136$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.136}) = 0.183$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

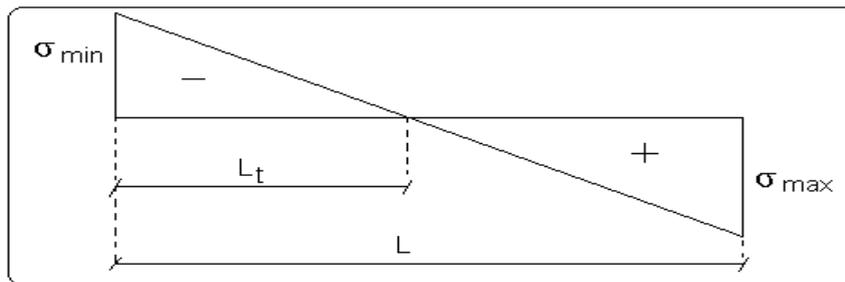
$$z = 4.57 \times (1 - 0.4 \times 0.183) = 1.690 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{8106.51 \times 10^{-3}}{4.235 \times 348} = 55 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A_s = 55 \times 10^2 - \frac{3567.107 \times 10^3}{348} = -4750.30 \text{ mm}^2 = -47.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :**



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{3567.107 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.6} + \frac{9.186 \times 10^{-3}}{1.6222} \times 2.21 = 3.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3567.107}{0.2 \times 4.6} - \frac{9.186 \times 10^{-3}}{1.622} \times 2.21 = 3.86 \text{ MPa}$$

$$L_t = 2.29 \text{ m}$$

• **Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 1353.504 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 1353.504 \times 10^{-3}}{0.2 \times 4.57} = 2.073 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times 0.2 \times 0.2 = 0.60 \text{ cm}^2$$

B) Calcul sous M_{\max} et N_{cor}

$$M_{\max} = 7301.235 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{\text{cor}} = 2697.095 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales**

$$e_G = 2.70 \text{ m} > (L/2) = 2.3 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - L/2) = 7301.235 + 2697.095 \times (4.57 - 2.30) = 13423.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = 13423.64 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.226 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.324 \rightarrow z = 3.977 \text{ m} \rightarrow A_l = 96.99 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 19.48 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t**

$$\sigma_{\max} = 5.947 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 0.242 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.179 \text{ m}$$

C) Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

$$N_{\min} = 1707.235 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{\text{cor}} = 678.292 \text{ KN.m (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

- **Armatures verticales :**

$$e_G = 0.397 \text{ m} < (L/2) = 2.30 \text{ m.}$$

$$a = 95.94$$

$$M_{uA} = 678.292 + 1707.235 \times \left(4.57 - \frac{4.60}{2}\right) = 4553.71 \text{ KN.m}$$

$$b = 3197.13$$

$a < b \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = 4553.71 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.076 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.098 \rightarrow z = 4.390 \text{ m} \rightarrow A_l = 29.80 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -19.25 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t**

$$\sigma_{\max} = 2.70 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = 1.00 \text{MPa}$$

$$L_t = 1.24 \text{m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage du voile V_{x1}

$$A_v \geq 19.48 \text{cm}^2$$

$$A_H \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérifications**

$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 17.9 = 0.716 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone tendue par le RPA).

$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (460 - 2 \times 17.9) = 8.48 \text{cm}^2$. (A_{\min} en zone comprimée par le RPA).

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 20 \times 460 = 13.8 \text{cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} \geq 0.716 \text{cm}^2. \quad A_{v(ZC)} \geq 8.48 \text{cm}^2$$

On opte pour : 10HA16 = 20.11 cm² (Schéma ferrailage Figure V-17)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x3} dans les autres niveaux :

Tableau V-19 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	E-Sol 1 et 2	Etages courants
Section (m²)	0.2×4.60	0.15×4.60
M(KN)	7301.235	3809.9698
N(KN)	2697.095	711.213
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	1353.504	286.828
τ(MPa)	0.51	0.58
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm²)	19.48	16.05
A_v^{min} (cm²)	13.80	10.35
A_v^{adop} (cm²)	20.11	16.84

N^{bre} /par face	10HA16	4HA12+8HA14
St (cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.59	0.625
A_h^{min} (cm ²)	0,60	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	3.08	2.26
N^{bre} /par plan	2HA14	2HA12
St (cm)	20	20

Tableau V-20 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{x1} , V_{x2} dans les autres Niveaux

Niveau	E-Sol 1	E-Sol 2 Etage courant
Section (m²)	0.2x90	0.15x90
M(KN)	314.37	309.05
N(KN)	453.01	121.63
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	143.794	95.482
τ(MPa)	0.684	0.768
$\bar{\tau} = 0.2f_{ct28}$(MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	6.27	10.14
A_v^{min} (cm ²)	4.5	2.025
A_v^{adop} (cm ²)	7.85	11.31
N^{bre} /par face	10HA10	10HA12
St(cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.67	0.82
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26

N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12
St(cm)	20	20

Tableau V-21 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	E-Sol 1	E-Sol 2 Etage courant
Section (m²)	0.2×1.50	0.15×150
M(KN)	506.75	710.01
N(KN)	1242.083	352.135
section	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	149.765	53.141
τ(MPa)	0.713	0.063
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$(MPa)	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.42	11.25
A_v^{min} (cm ²)	4.5	3.375
A_v^{adop} (cm ²)	14.58	12.32
N^{bre} /par face	8HA14+2HA12	8HA14
St(cm)	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.89	0.59
A_h^{min} (cm ²)	0.06	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	2.26
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12
St(cm)	20	20

Tableau V-22 Résultats de calcul de ferrailage dans le voile V_{y2} , V_{y3} dans tous les niveaux

Section (m²)	0.20×3.80
M(KN)	1665.4688
N(KN)	533.573
section	Partiellement comprimée
V (KN)	453.31
τ(MPa)	0.053
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$(MPa)	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.61

A_v^{\min} (cm ²)	11.40
A_v^{adop} (cm ²)	13.56
N^{bre} /par face	12HA12
S_t (cm)	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.75
A_h^{\min} (cm ²)	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.57
N^{bre} /par plan	2HA12
S_t (cm)	20

V.3.4 Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui (V_{x3}) comme exemple

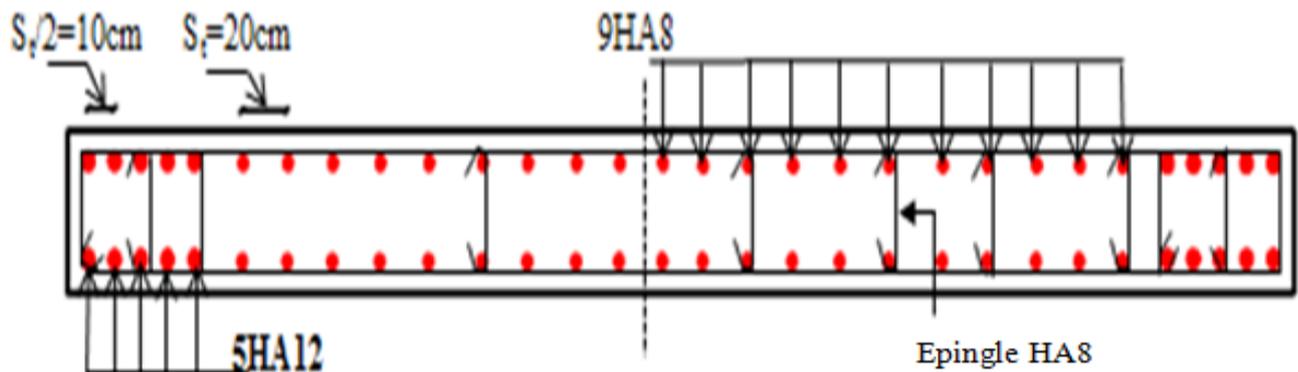


Figure V-18 Schéma de ferrailage du voile V_{x3} au niveau de l'entre-sol 1 et 2

CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 14) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.



CHAPITRE VI

INTRODUCTION

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 CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

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 2.0 bar à une profondeur de 3 m. **Annexe 5**

VI.2 COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDERER

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1). $G + Q \pm E$
- 2). $0.8 \times G \pm E$

VI.3 ETUDE DES FONDATIONS

- **Le choix de fondation :[2]**

On adopte le choix de fondation selon les deux conditions ci-dessus :

$$\frac{S_{\text{radier}}}{S_{\text{batiment}}} \leq 0.8 \rightarrow \text{Semelle filante ou semelle isolée.}$$

$$\frac{S_{\text{radier}}}{S_{\text{batiment}}} \geq 0.8 \rightarrow \text{Radier général}$$

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{calculée} = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{62.216}{0.20} = 311.08m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 351 m^2$.

On voit bien que $S_{cal} = 0.88 S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général nervurée.

VI.3.1 Radier général : Le radier travaille comme un plancher renversé.

a) Dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– **Condition de coffrage**

h_r : hauteur des nervures.

h_t : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.20m$)

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} = 26cm.$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 52cm.$$

– **Condition de rigidité**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1)$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[3]{\frac{4.E.I}{K.b}} \dots\dots\dots(2)$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots \dots \dots (3)$$

$$\Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 67.07 \text{ cm}$$

Donc : $h_t \geq 67.07 \text{ cm}$.

– Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{62216.271 \times 5.20}{2 \times 311.08} \times 1 = 520.00 \text{ KN}$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.44 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- $h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.
- $h_r = 45 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.
-

b) Les vérifications

- Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_u : effort normal sur le poteau.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

• Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (65×60) cm^2 , le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$A = a + h = 0.65 + 0.80 = 1.45m \Rightarrow U_c = 5.7m$$

$$B = b + h = 0.60 + 0.80 = 1.40m$$

$$\Rightarrow N_U = 3.23MN \leq 0.045 \times 5.7 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.42MN \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Sens xx**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N: L'effort normal du aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 5964.93m^4 \text{ et } X_g = 11.5 \text{ m.}$$

$$I_Y = 14803.18m^4 \text{ et } Y_g = 7.3m.$$

$$M_X = 4760.07KN.m, M_Y = 4655.87KN.m.$$

$$N = 62216.271 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.203MPa.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.196MPa.$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.201MPa \geq \overline{\sigma_{sol}}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

- **Sens yy**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0.205MPa.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0.194MPa.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.202MPa \geq \overline{\sigma_{sol}} = 0.20MPa$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

On voit que la contrainte moyenne selon les deux sens est supérieure à la contrainte de sol, donc il faut augmenter la section de radier.

Soit $S_{radier}=315m^2$.

- Sens x-x : $\sigma_{moy}=0.199MPa \leq 0.20MPa$.
- Sens y-y : $\sigma_{moy}=0.200MPa \leq 0.20MPa$.

• **Vérification de la poussée hydrostatique :**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s= 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w= 10KN/m^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad}= 315m$ (surface du radier).

$H = 4.08m$.

$N=62216.271 KN > 1.15 \times 10 \times 4.08 \times 315 = 14779.8 KN$Condition Vérifiée.

c) Ferrailage du radier:

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau ci-après le plus défavorable soit le panneau et on optera le même ferrailage pour tous le radier de dimension $L_x = 5.00 m$, $L_y = 5.20m$. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

a - Calcul des sollicitations :

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.45 = 11.25KN / m^2 .$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0$$

$$q_u = \frac{62216.27}{381.72} + 1.35 \times 11.25 = 178.17KN / m^2 .$$

$$q_s = \frac{N_u}{S_{rad}} + G_0 = 174.23KN / m^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

▪ L'ELU : $\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$

Annexe2

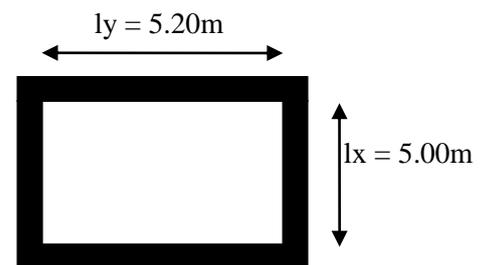


Figure VI-1 Panneau de dalle

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 178.61KNm$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 162.39KNm$

➤ **En travée :** $\begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 151.81KN.m. \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 138.72KN.m. \end{cases}$ **Art (IV.3)**

➤ **En appui :** $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 89.30KN.m.$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.45)m^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 Résumé des résultats du ferrailage

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ² /m)	Choix par (m)	St (cm)
travée	X-X	151.81	11.21	3.26	12.06	6HA16	20
travée	Y-Y	139.07	9.64	3.10	10.65	3HA14+3HA16	20
appui	X-X	89.30	6.49	3.26	6.79	6HA12	20
	Y-Y						

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

• **Espacement des armatures :**

Sens xx : $S_t \leq \min(3 \times h_r; 33) = 33cm.$

Sens yy : $S_t \leq \min(4 \times h_r; 45) = 45cm.$

Art (II.1.3)

Or, d'après notre choix des armatures dans les deux sens xx et yy ; nous avons :

$$\begin{cases} \text{Sens // } xx : S_t = 20cm. \\ \text{Sens // } yy : S_t = 20cm. \end{cases}$$

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_u = \max \begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 296.95KN. \\ V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 300.96KN. \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{300.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.42} = 0.71 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

▪ **L'ELS** : $\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$ **Annexe2**

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 206.46 \text{KN.m}$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 193.76 \text{KN.m}$

➤ **En travée** : $\begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 176.75 \text{KN.m} \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 164.70 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ **En appui** : $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 103.23 \text{KN.m}$

✓ **Vérification à l'ELS**

▪ **En travée** :

On doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa} \end{cases}$

• **Sens x-x**

$A = 12.06 \text{cm}^2$; $M_{ser} = 176.75 \text{KNm}$; $y = 11.07 \text{cm}$; $I = 253479.27 \text{cm}^4$

$\sigma_b = 7.71 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$

$\sigma_s = 355.62 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \dots \text{Non vérifiée.}$

• **Sens y-y**

$A = 10.65 \text{cm}^2$; $M_{ser} = 164.70 \text{KNm}$; $y = 9.98 \text{cm}$; $I = 196922.277 \text{cm}^4$

$\sigma_b = 8.34 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \text{Vérifiée.}$

$\sigma_s = 401.7 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \dots \text{Non vérifiée.}$

▪ **En appui** :

$A = 6.79 \text{cm}^2$; $M_{ser} = 103.23 \text{KNm}$; $y = 8.6 \text{cm}$; $I = 156220.906 \text{cm}^4$

$\sigma_b = 5.68 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \text{vérifiée.}$

$\sigma_s = 360.00 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \dots \text{non vérifiée.}$

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-2 Vérification des contraintes

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S_t (cm)
Travée	xx	6HA20	18.85	13.37	362545.180	6.51	231.32	20
	yy	6HA20	18.85	12.84	311004.38	6.79	231.32	20
Appui		6HA14	9.24	10.51	229265.385	4.73	232.94	20

On déduit que : $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ donc les contraintes sont vérifiées.

d) Schéma de ferrailage

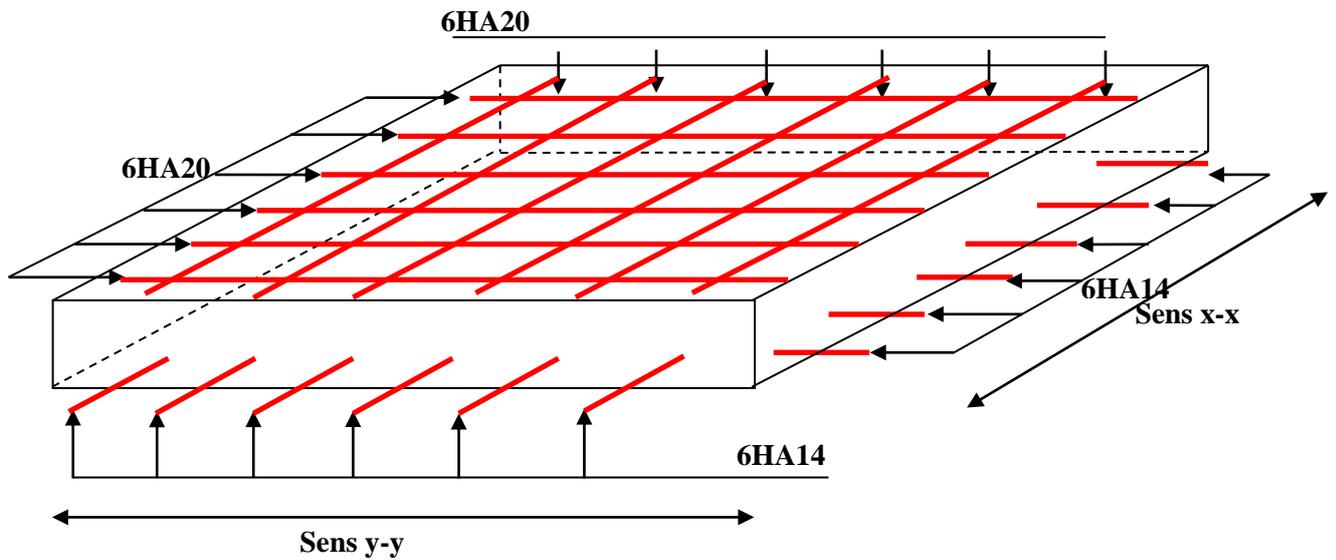


Figure VI-2 Schéma de ferrailage de radier

VI.3.2 Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

A. Dimensionnement de la nervure

Art (A.4.1.3)

$h=0.80\text{ m}$

$h_0=0.45\text{m}$

$b_0=0.65\text{m}$

$d=0.75\text{m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3.7}{10}; \frac{4.5}{2}\right)$

soit : $b_1 = 0.5\text{m}$.

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.65\text{m}$.

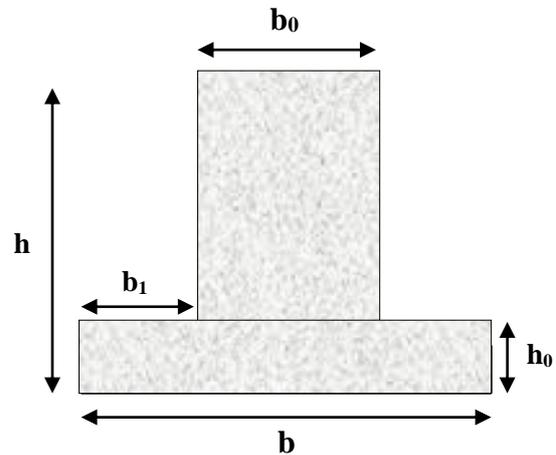


Figure VI-3 Section à ferrailer

B. Charges sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

On a $\rho > 0.4$, donc les charges équivalente sont comme suit:

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = P'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

P_m : charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant que la charge réelle.

q_u : charge de la dalle.

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \text{ et } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Nous montrons sur les figures suivantes un exemple de la répartition des charges :

- Sens x-x

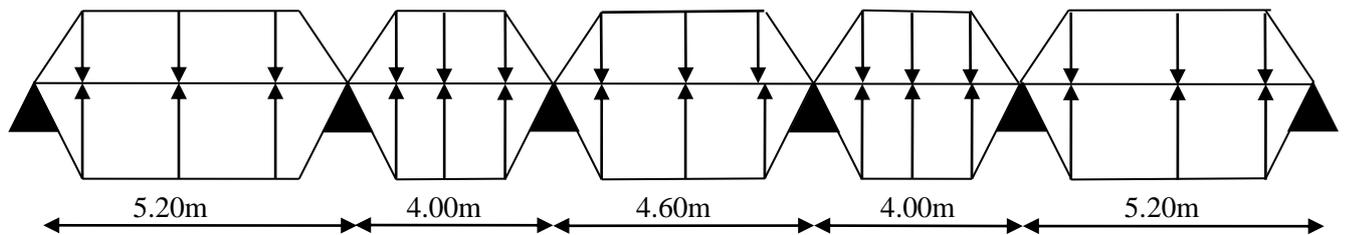


Figure VI-4 Poutre sous charges trapézoïdales

• Schéma statique équivalent :

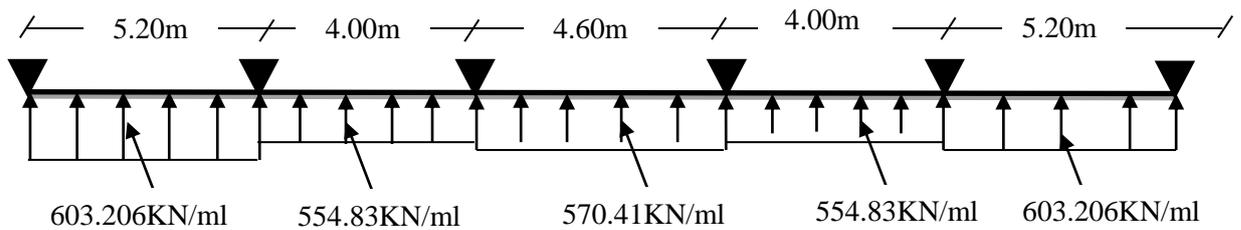


Figure VI-5 Schéma statique équivalent selon sens x-x

- Sens y-y

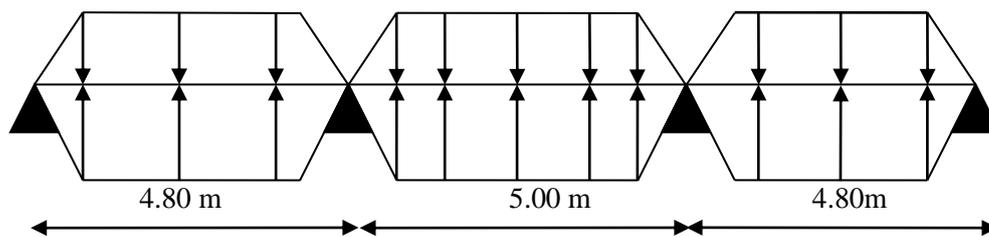


Figure VI-6 Poutre sous charges trapézoïdales

• Schéma statique équivalent :

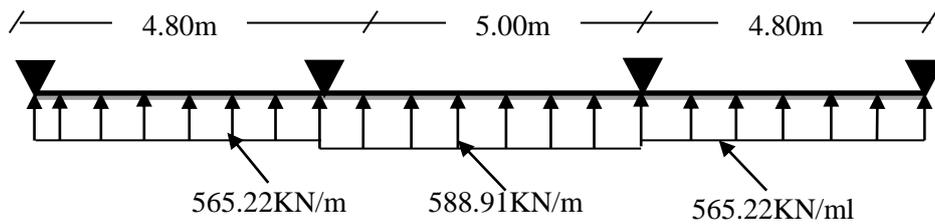


Figure VI-7 Schéma statique équivalent selon sens y-y

C. Charges équivalentes et sollicitations sur les nervures

Les charges équivalentes et sollicitations sur les nervures sont illustrées sur les exemples suivants :

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 Résumé des résultats du ferrailage

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	603.206	21.02	5HA25=24.54
	Appui	1206.412	43.51	10HA25=49.09
y-y	Travée	588.91	20.54	5HA25=24.54
	Appui	1177.82	42.41	10HA25=49.09

✓ Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 10.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Tableau VI-4 Vérification de l'effort tranchant

Sens	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Sens Y-Y	873.033	1.02	2.5	Vérifiée
Sens X-X	801.765	0.94	2.5	Vérifiée

✓ Vérification à l'ELS

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 Vérification des contraintes

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (Mpa)
Travées	x-x	603.206	24.54	28.98	2174284.699	8.04	15	233	240
	y-y	1206.412	49.09	43.50	4011941.287	13.08	15	188	240
En app	x-x	588.91	24.54	28.98	2174284.699	7.84	15	227	240
	y-y	1177.82	49.09	43.50	4011941.287	12.77	15	183	240

- Armatures transversales

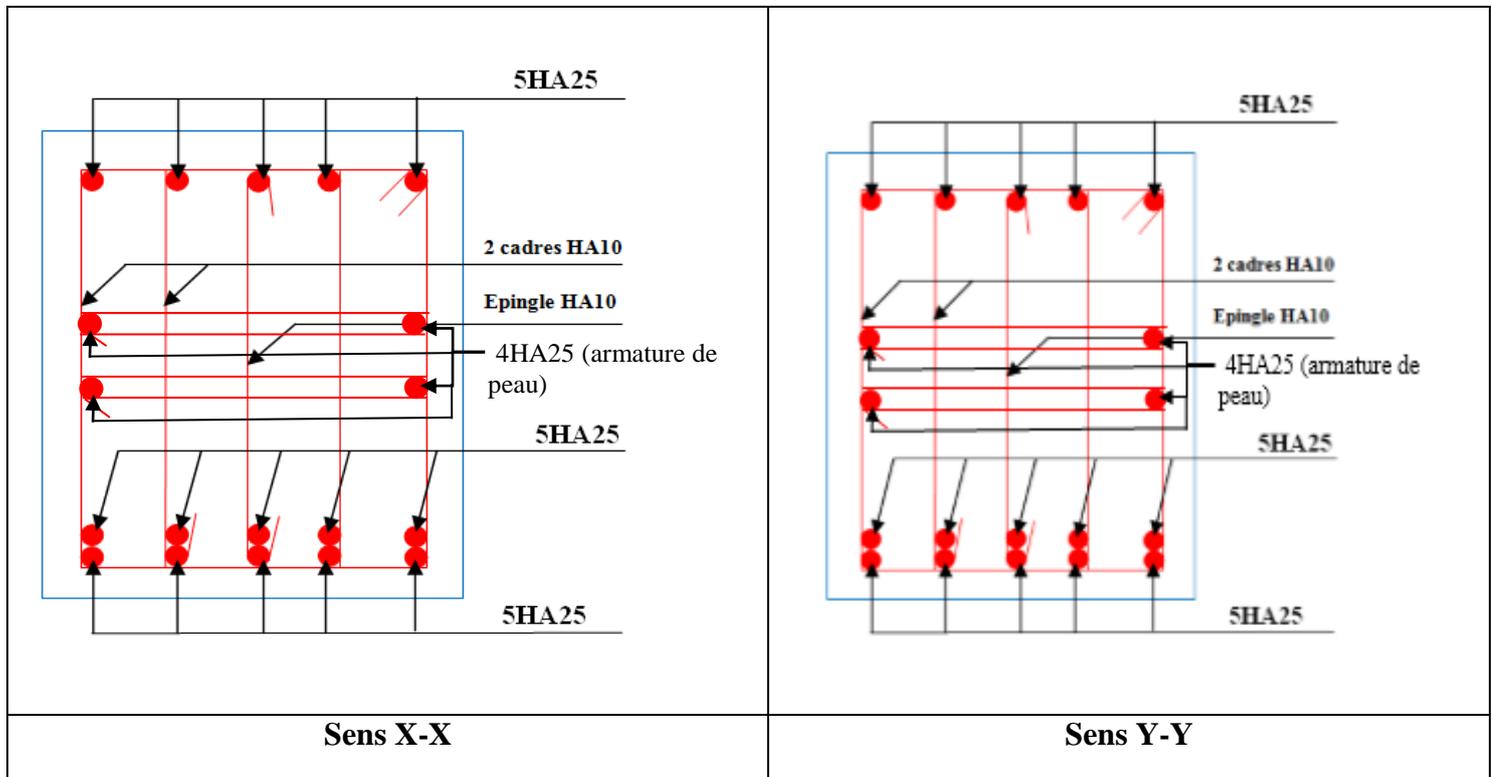
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{800}{35}; \frac{650}{10}; 20\right) = 20mm \quad ; \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

• Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{850}{4}; 12; 25\right) = 12cm \quad ; \text{ Soit } S_t = 10cm.$$

D. Schémas de ferrailage

Figure VI-8 schéma de ferrailage des nervures4



VI.3.3 Etude du mur adossé

Afin de soutenir la poussée des terre et d'obtenir un bon comportement de la structure on a prévu un voile adossé en béton armée au lieu d'un voile périphérique qui bloque le comportement des poteaux du sous-sol. Il est armé avec un double quadrillage d'armatures.

Le voile doit jouir des caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur trois côtés et encastrée à sa base.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.3.3.1 Caractéristiques des voiles

Hauteur $h = 4.08$ m.

Epaisseur $e = 20$ cm.

Longueur $L = 5.20$ m

VI.3.3.2 Caractéristiques du sol

Poids spécifique : $\gamma = 19.5$ KN/m³.

Angle de frottement : $\varphi = 24^\circ$

VI.3.3.3 Méthode de calcul

Le voile adossé est considéré comme un ensemble de panneaux de dalle encastré à sa base et appuyé sur les trois autres côtés, sollicité par la poussée des terres et une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/m²

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 19.5$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 24^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.42$

$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.42$

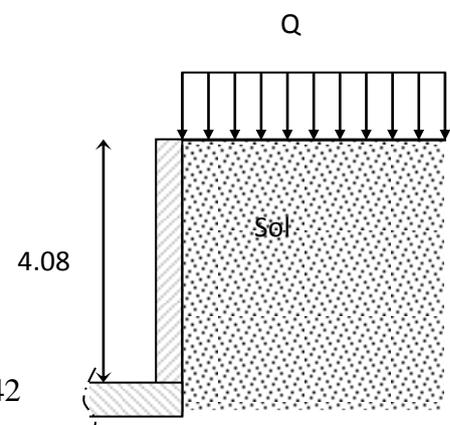


Figure VI-9 Voile adossé

δ : Angle de frottement sol structure on prend $\delta = 0$

➤ **Sollicitations**

a. Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \times \gamma \times h \Rightarrow p_1 = 0.42 \times 19.5 \times 4.08 = 33.41 \text{KN} / \text{m}^2 .$$

b. Charge due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \times Q = Q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow p_2 = 0.42 \times 10 = 4.2 \text{KN} / \text{m}^2 .$$

VI.3.3.4 Ferrailage

❖ **Calcul à l'ELU**

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 51.40 \text{ KN/m}$$

C : est négligeable

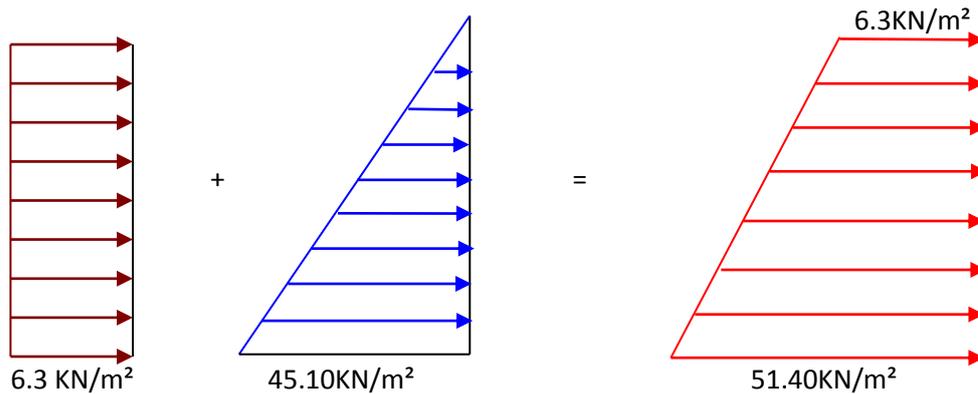


Figure VI-10 Diagramme des contraintes

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile adossé se calcule comme un panneau de dalle sur trois appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 4.08 \text{ m.} \\ l_y = 5.20 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \\ e_p = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 40.125 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 40.125 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho_g = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 > 0.4 . \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

▪ L'ELU : $\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$ Annexe2

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 39.00 KNm$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 21.87 KNm$

➤ En travée : $\begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 33.15 KN.m. \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 18.59 KN.m. \end{cases}$ Art (IV.3)

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -19.5 KN.m.$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.20) m^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-6 Section des armatures du mur adossé

Sens		M (kN.m)	A (cm ² /ml)	choix	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	x-x	33.15	5.85	6HA14	9.24	20
	y-y	18.59	3.21	5HA12	5.65	20
En appui	y-y	19.5	3.37	5HA12	5.65	20

• **Les espacements**

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• **Condition de non-fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.77 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration nuisible).

On a :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{40.125 \times 5.2}{2} = 104.32 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{104.32}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.613 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul à l'ELS**

$$\sigma_{\min} = p_2 = 4.2 \text{KN} / \text{m}^2; \quad \sigma_{\max} = p_2 + p_1 \Rightarrow \sigma_{\max} = 33.41 + 4.20 \Rightarrow \sigma_{\max} = 37.61 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$P_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 27.76 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 40.69 \text{KNm}$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 27.83 \text{KNm}$

➤ **En travée :** $\begin{cases} \text{Sens } xx : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 33.15 \text{KN.m} \\ \text{Sens } yy : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 18.59 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{Art (IV.3)}$

➤ **En appui :** $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 19.57 \text{KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 7.79 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(2 \times \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 236 \text{MPa}$$

Tableau VI-7 Vérification des contraintes pour mur adossé

		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	33.15	5.62	23897.679	7.79	15	236	240	Vérifiée
	Y-Y	18.59	5.03	16385.17	5.70	15	203	240	Vérifiée
Appuis	X-X	19.50	5.03	16385.17	5.98	15	213	240	Vérifiée

- **Schéma de ferrailage du mur adossé**

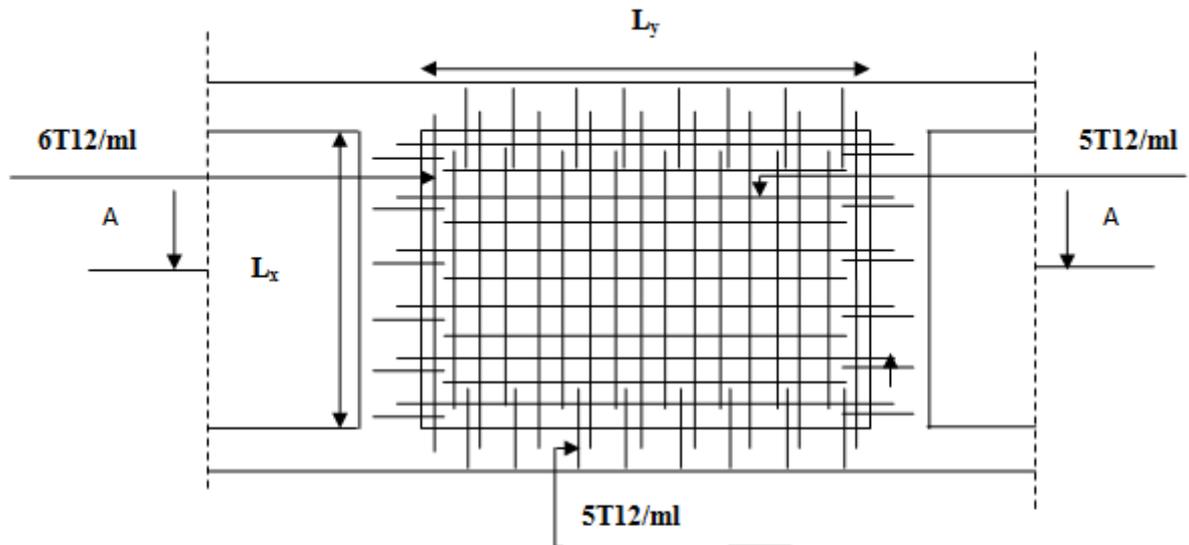


Figure VI-11 Schéma de ferrailage du mur adossé

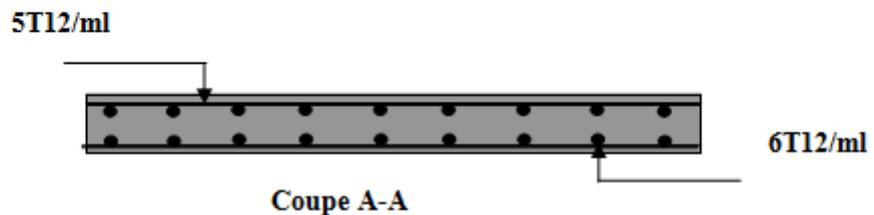


Figure VI-12 La coupe A-A du mur adossé

CONCLUSION

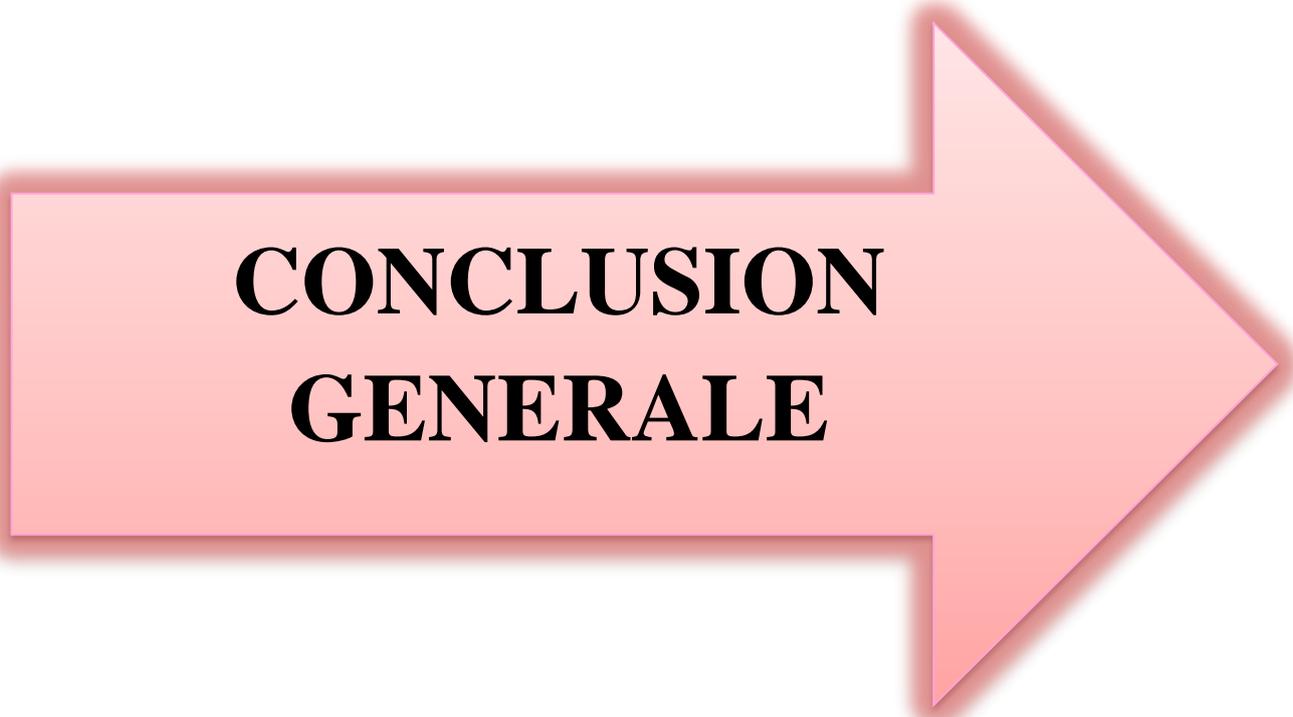
L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul de rapport des deux surfaces (radier ; bâtiments).

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Le calcul du mur adossé a aussi fait l'objet de ce chapitre. Notre voile est en fait un mur qui reprend comme charges uniquement les poussées des terres. Il a été calculé comme des panneaux de dalle pleine délimitée par le système poteau-poutre de la structure. Notre voile s'est ferrailé avec un ferrailage minimum.



**CONCLUSION
GENERALE**

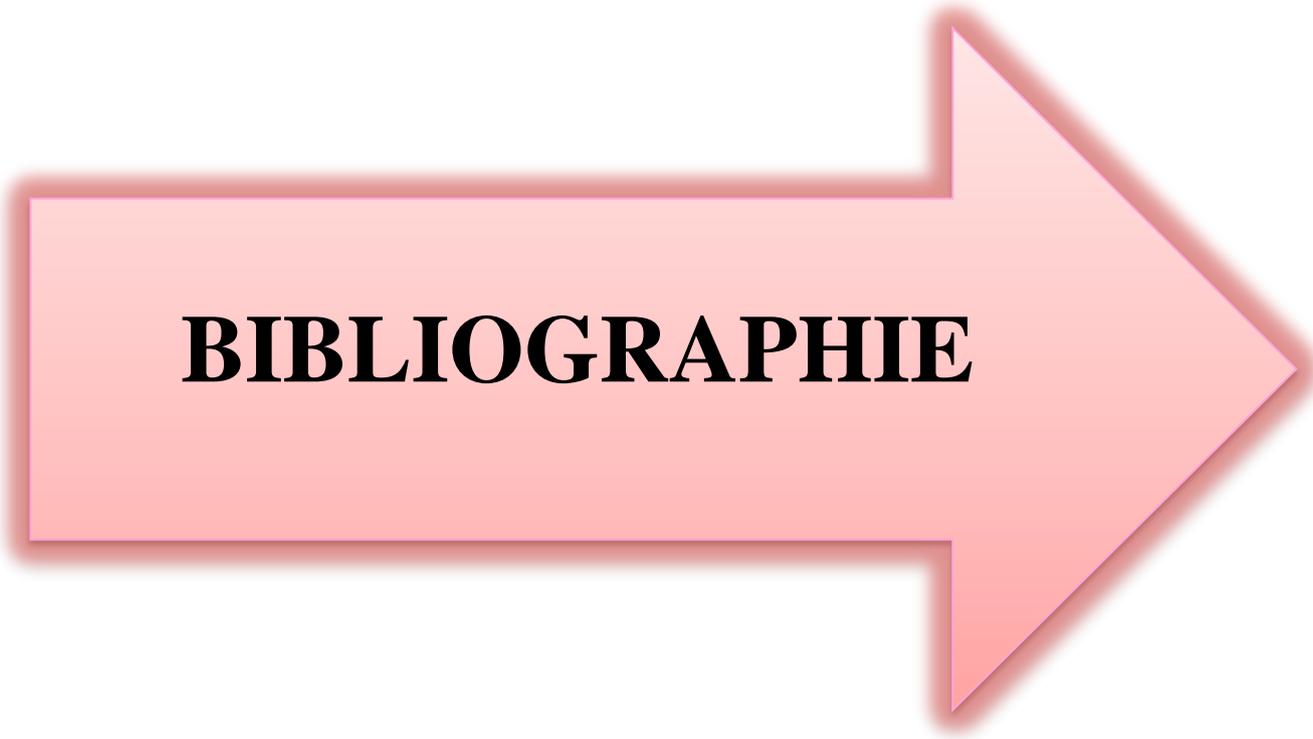
Conclusion Général

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000 version 14. Et d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et limiter les effets de torsion (moment de torsion), il faut essayer de rapprocher dans la mesure du possible le centre de torsion du centre de gravité de la structure (réduire l'excentricité), on a donc testés plusieurs dispositions de voiles dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure un certain nombre de conclusions ont été tirées, à savoir :

- les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La présence des escaliers augmente davantage la période de vibration.
- la résistance et l'économie sont deux facteurs très importants qu'on peut concrétiser par le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère de coupe-feu et l'isolation phonique.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, des portiques ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

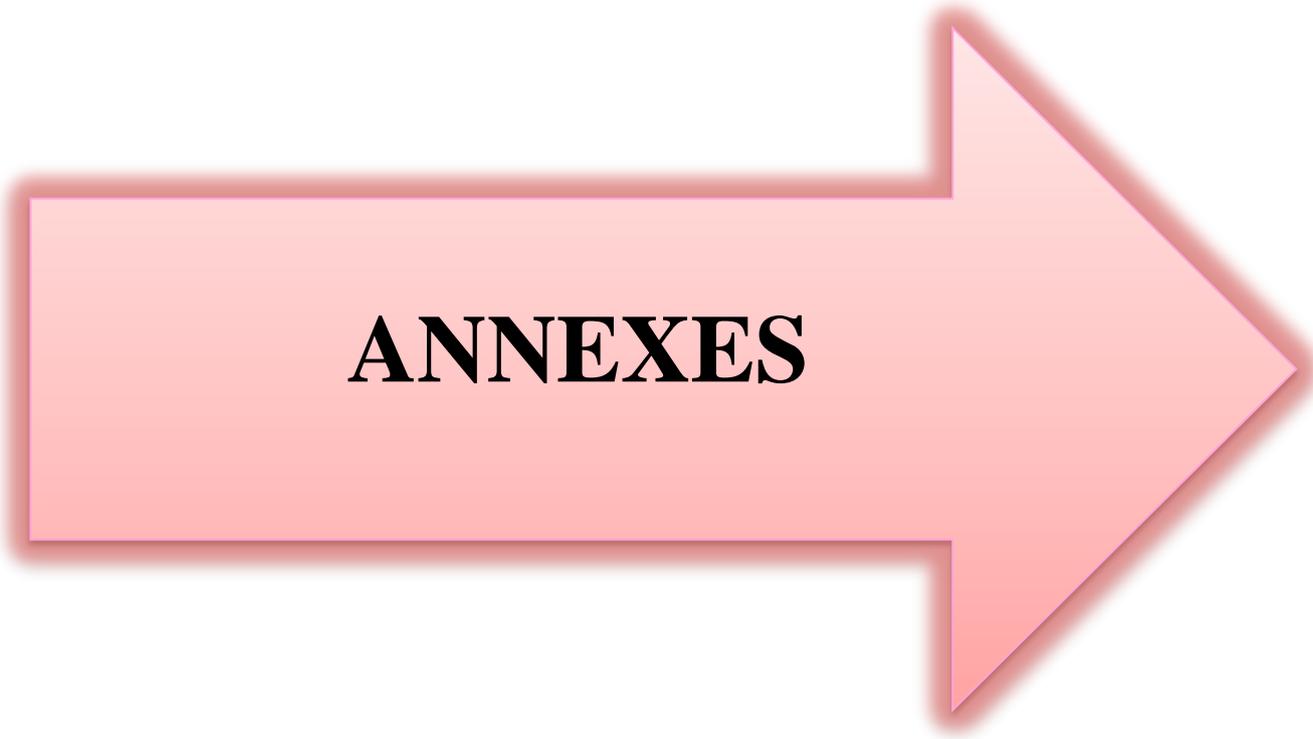
Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre surtout du côté de la pratique dans nos futures postes de travail, cependant, l'expérience et la recherche de la solution optimal nous fera toujours aboutir.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition Décembre 1993.
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- [1] : Mémoires de Mr AFROUN Nabil encadré par Mr A.Boukellouda(2012/2013).
- [2] : Mémoires de YOUCEF KHODJA Sofiane encadré par M^{me}CHIKHAMER(2011/2012)

A large, light red arrow with a darker red outline, pointing to the right. The word "ANNEXES" is written in bold, black, serif capital letters in the center of the arrow's shaft.

ANNEXES

Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
TD 2		31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
4.00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
6.30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. Figurent en italique les valeurs du fascicule de documentation P 82-208.
 (1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse), TD 2 = Transatron Gedussa (variation de tension sans treuil).
 (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105. c'est-à-dire en prenant en compte le facteur de puissance.

Caractéristiques générales

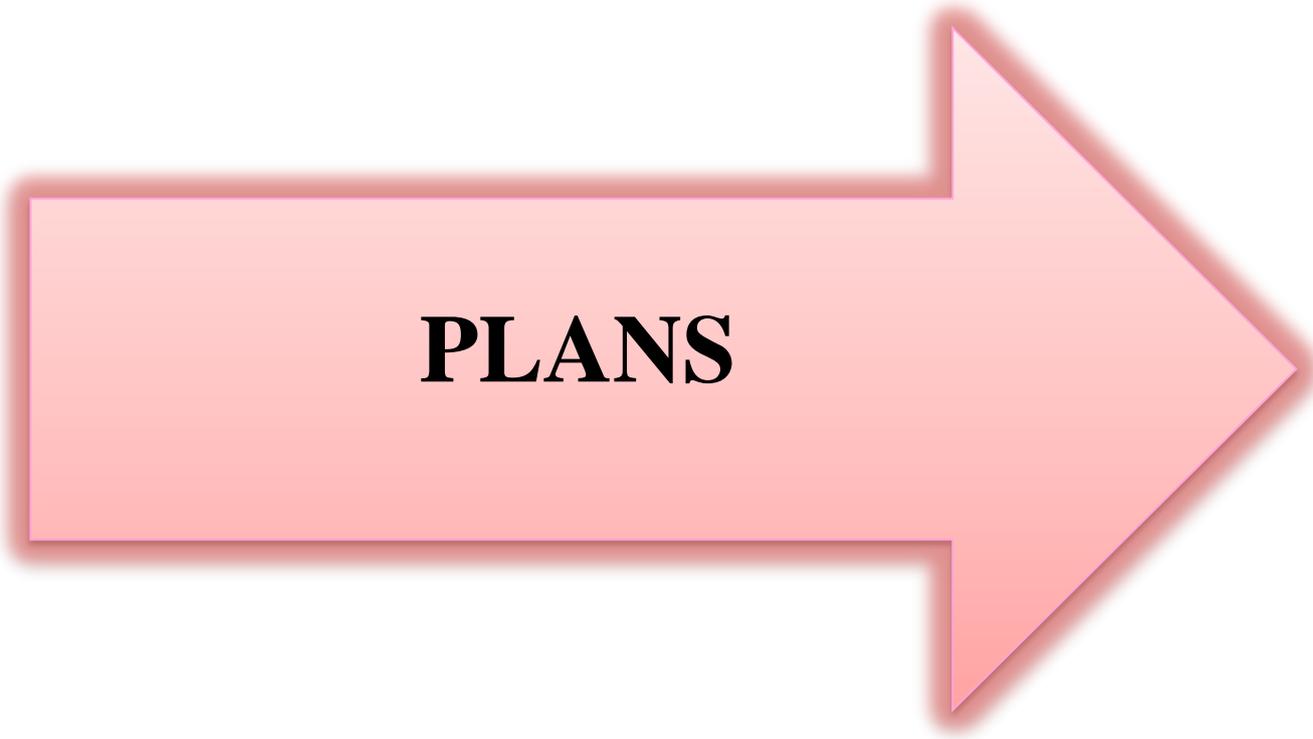
Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective (descente selective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	32000	12000	2500
530	260	500	240	160 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	38000	18000	5000
590	260	520	280	230 x 140	♣	♣	♣	♣	♣	38000	19500	7000

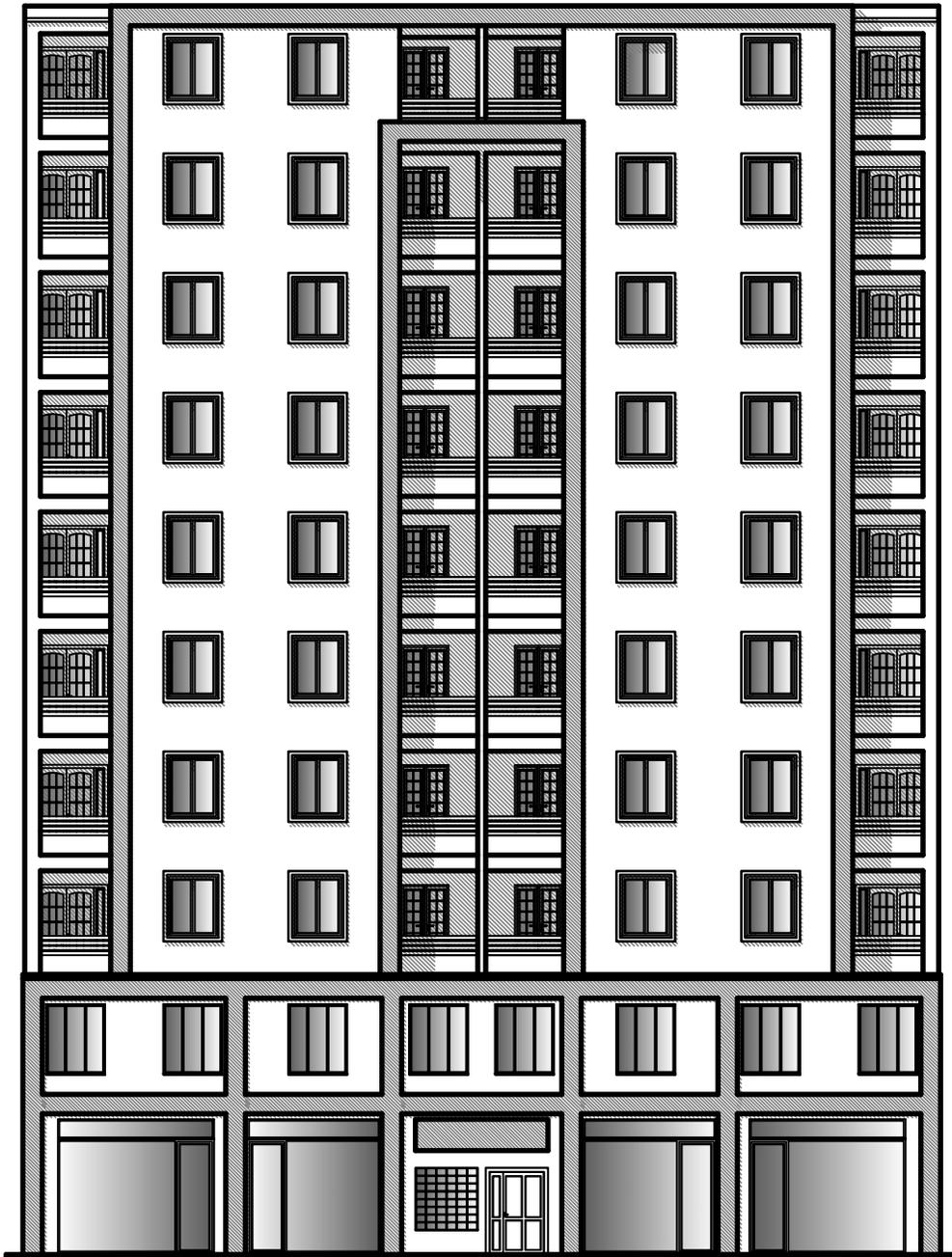


Symbolisme attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

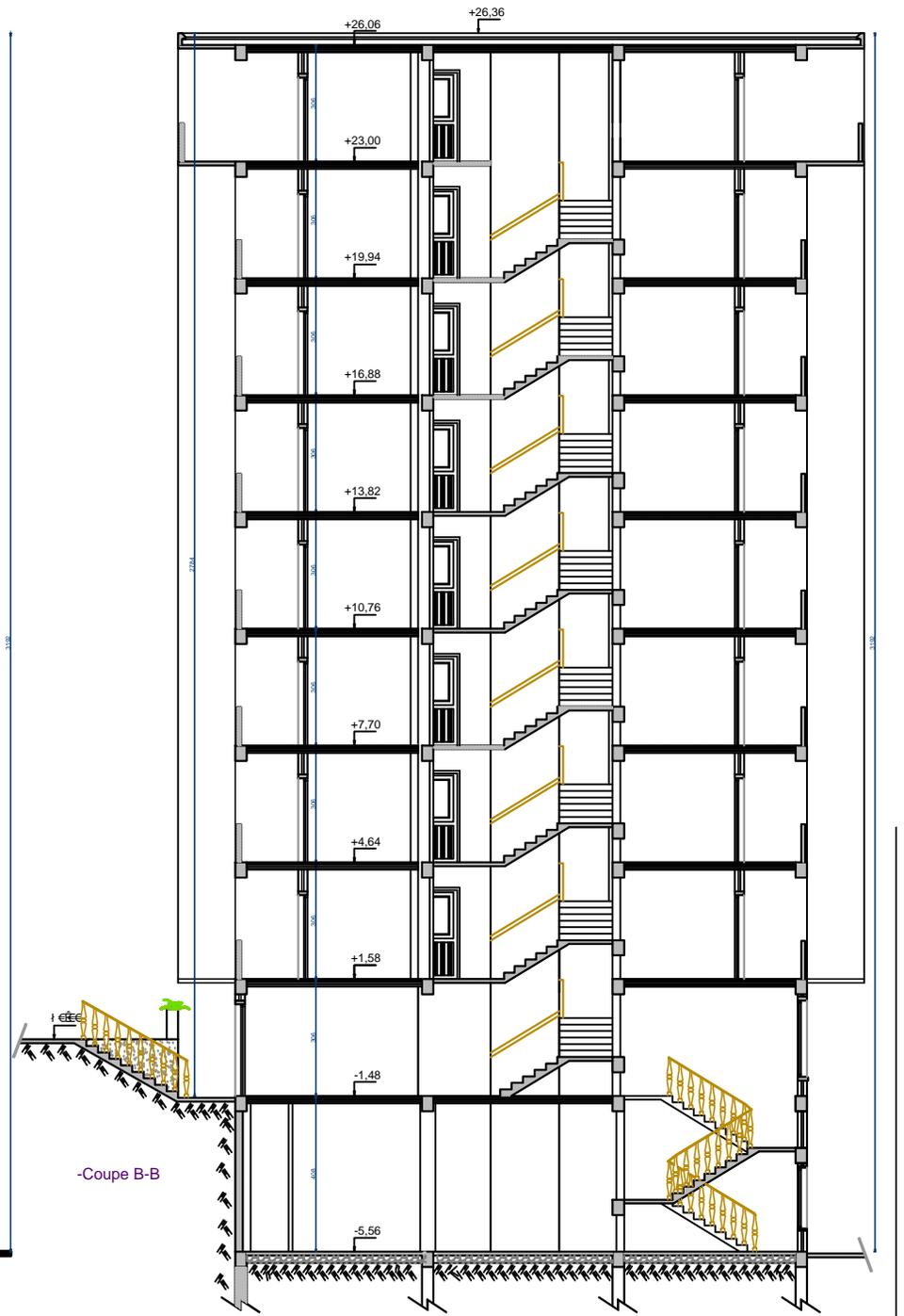
Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.



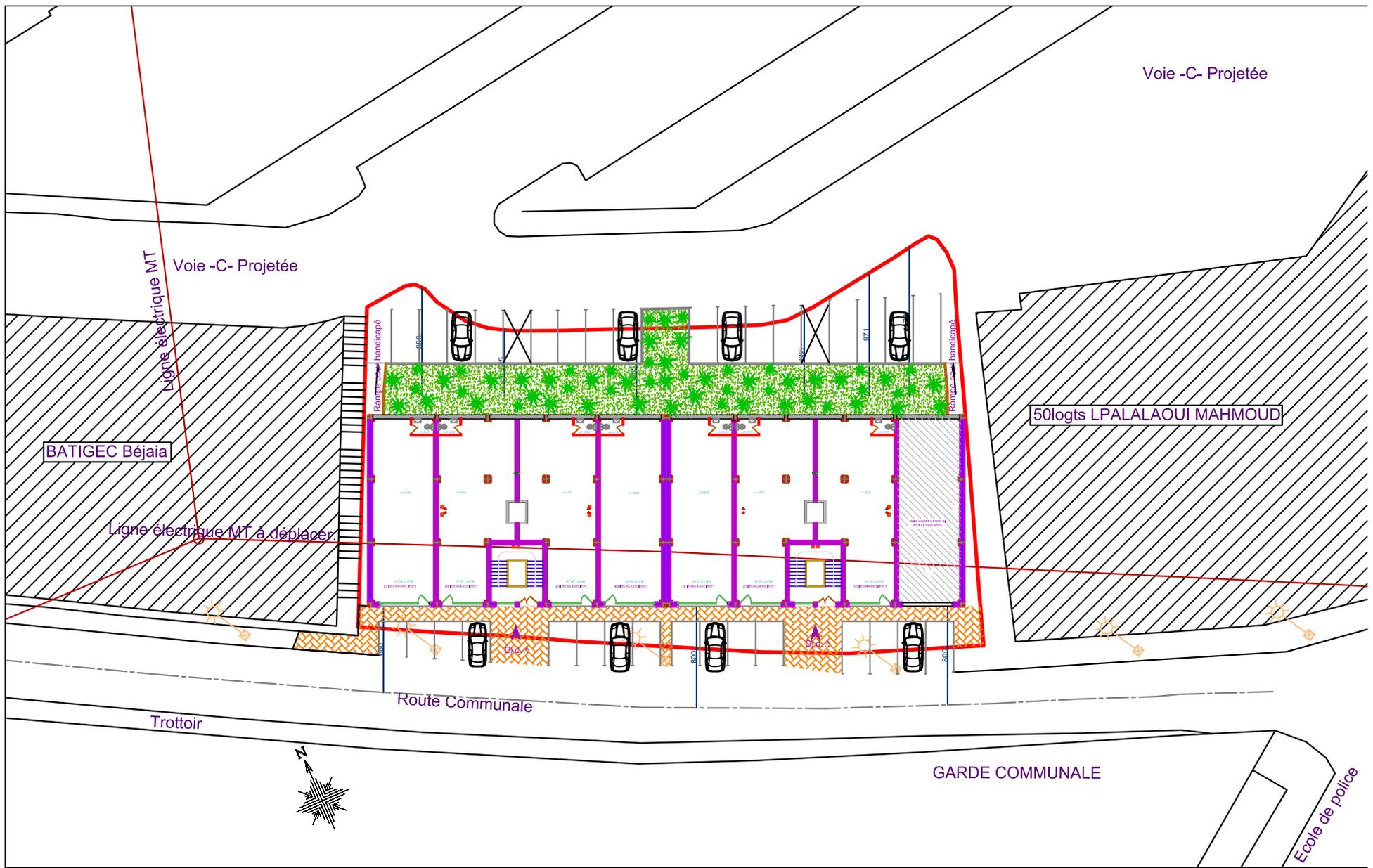
PLANS



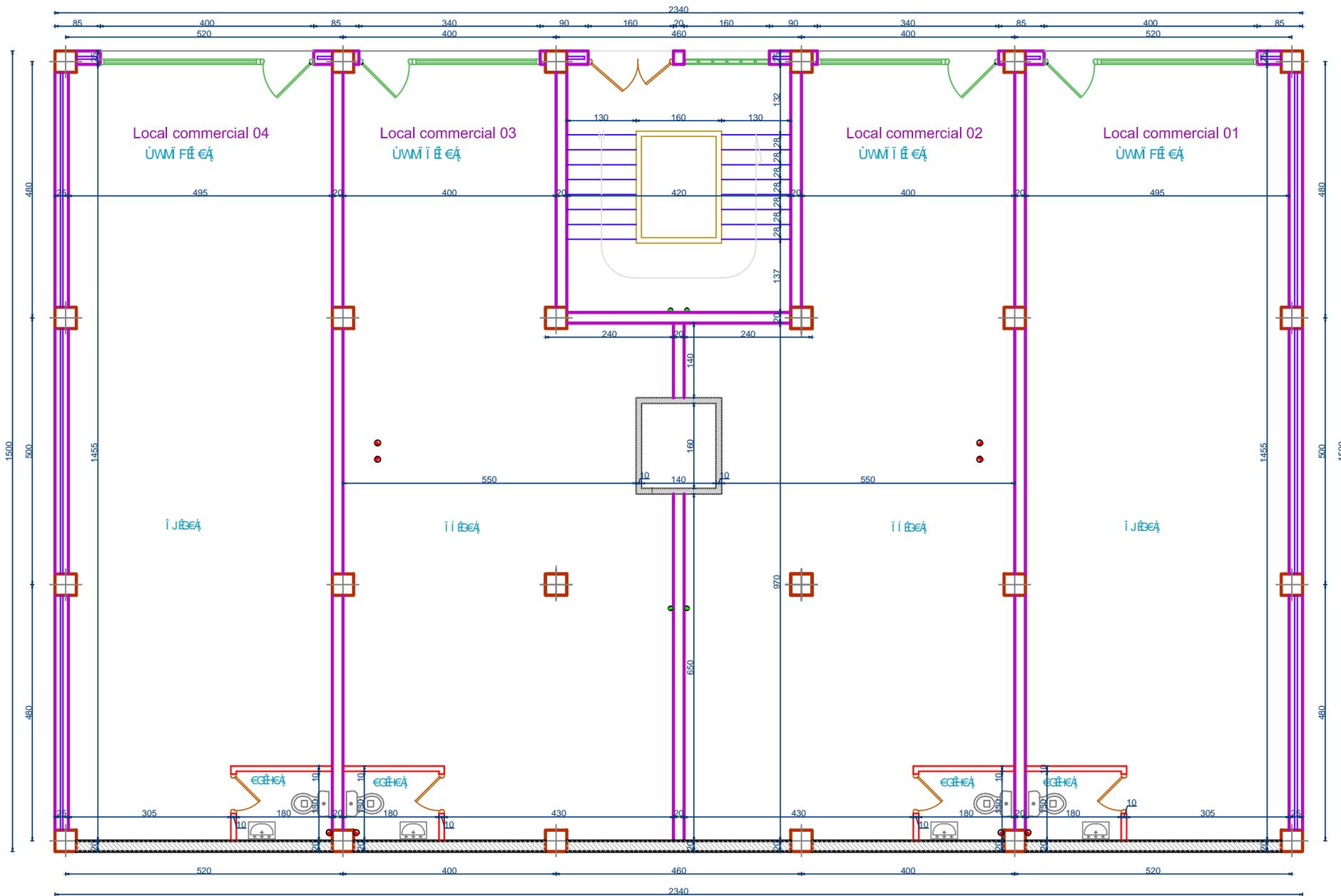
Базисная линия



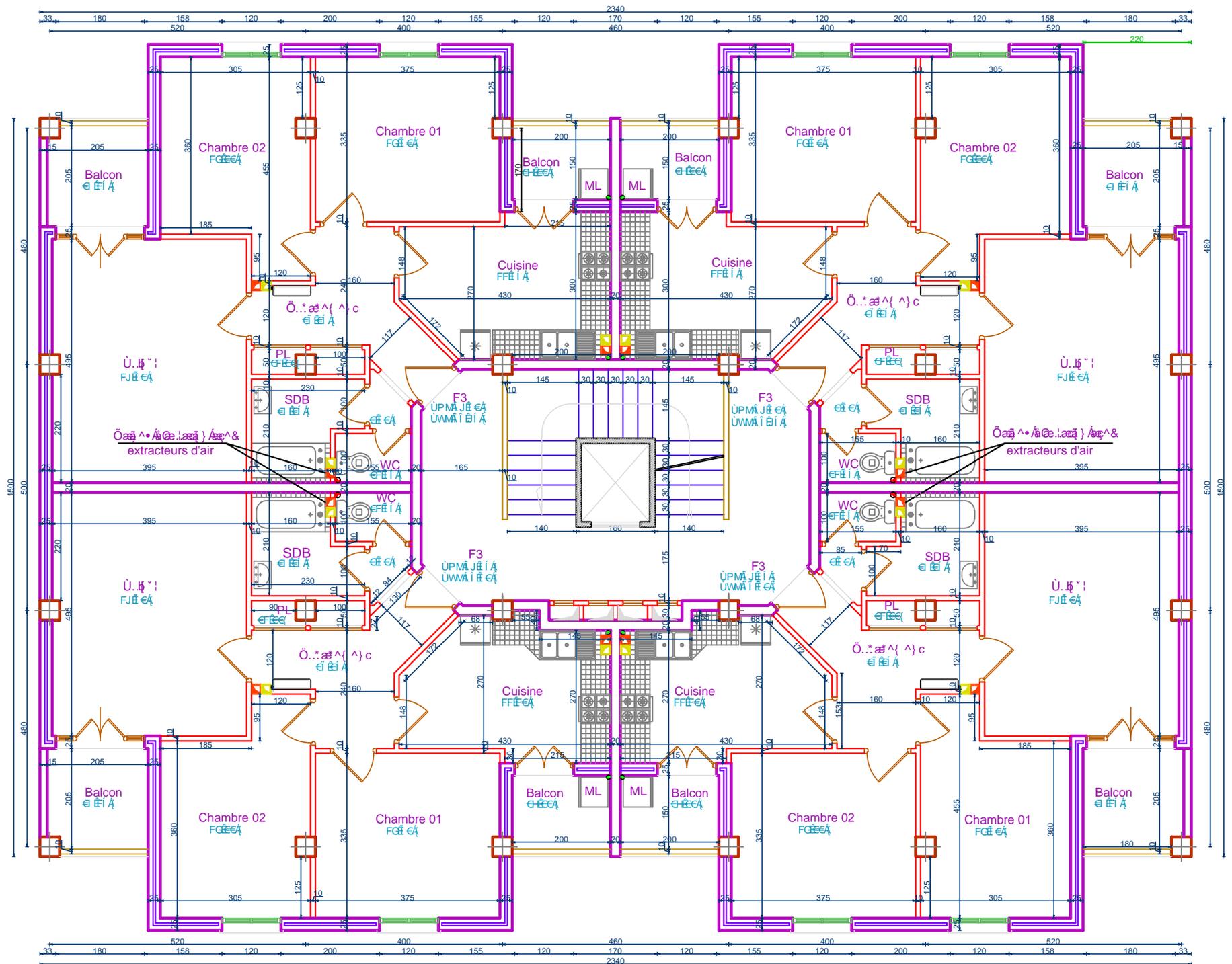
-Coupe B-B



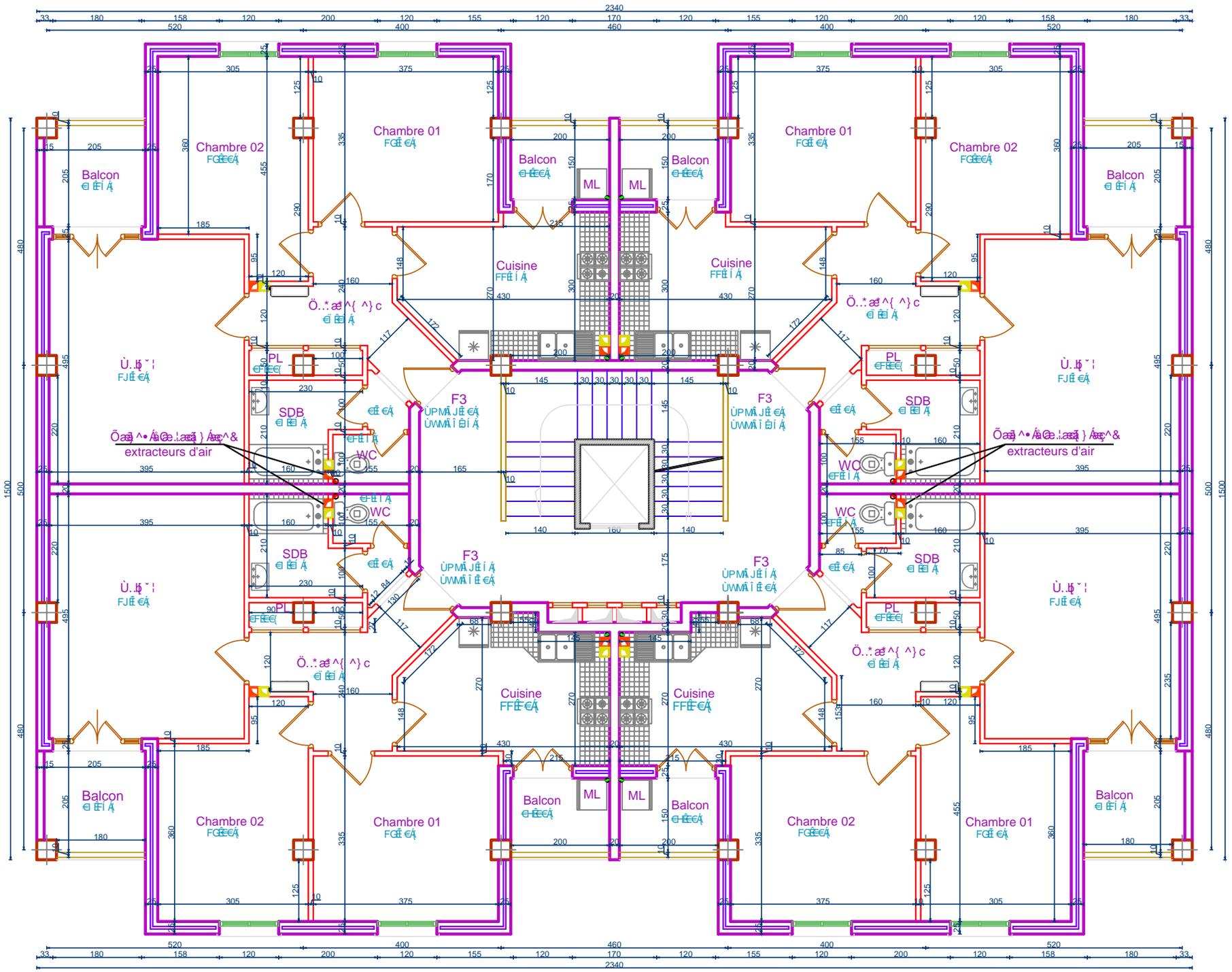
Plan de masse ech: 1/200eme



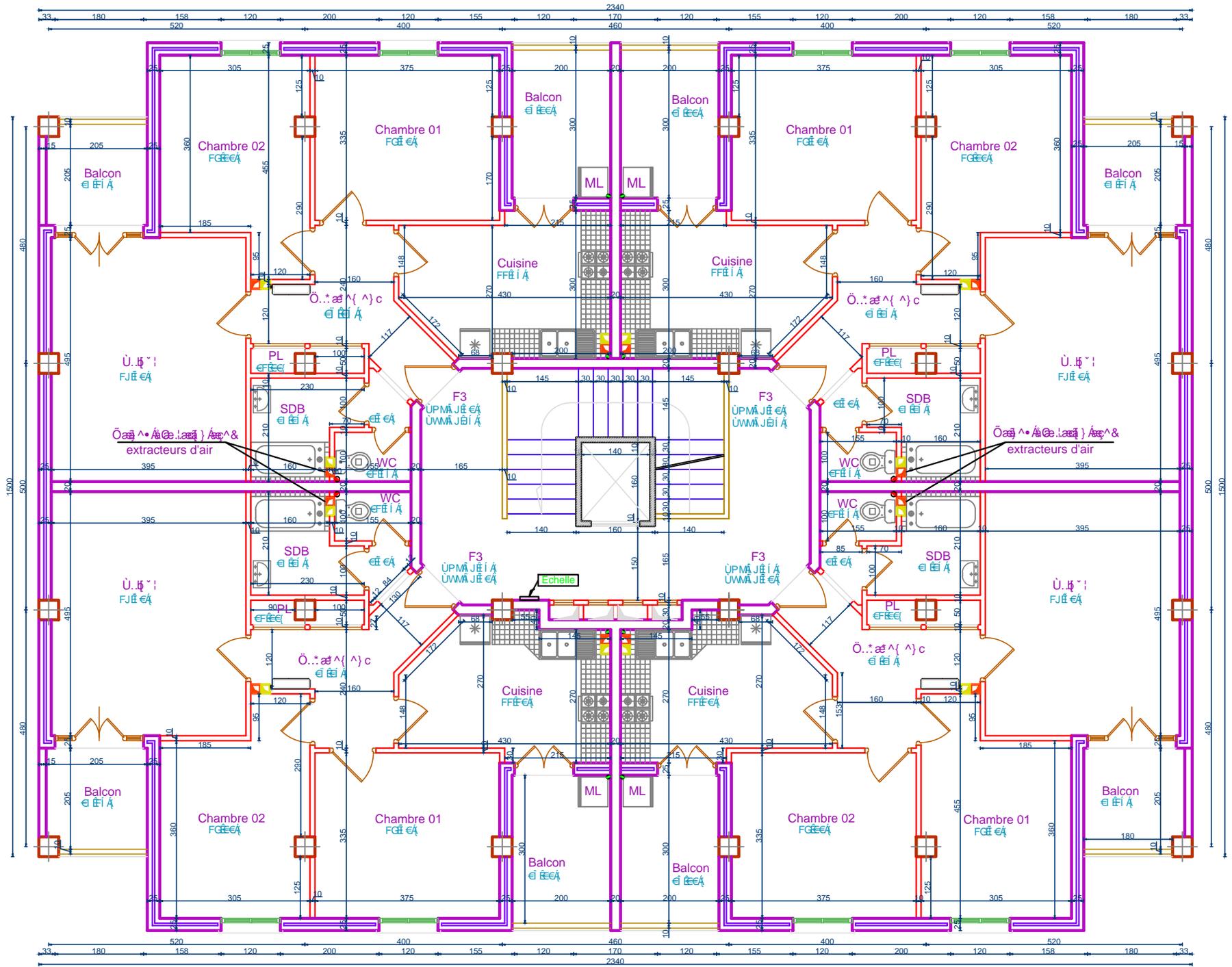
-Plan du sous-sol



-Plan du rez-de-chaussée

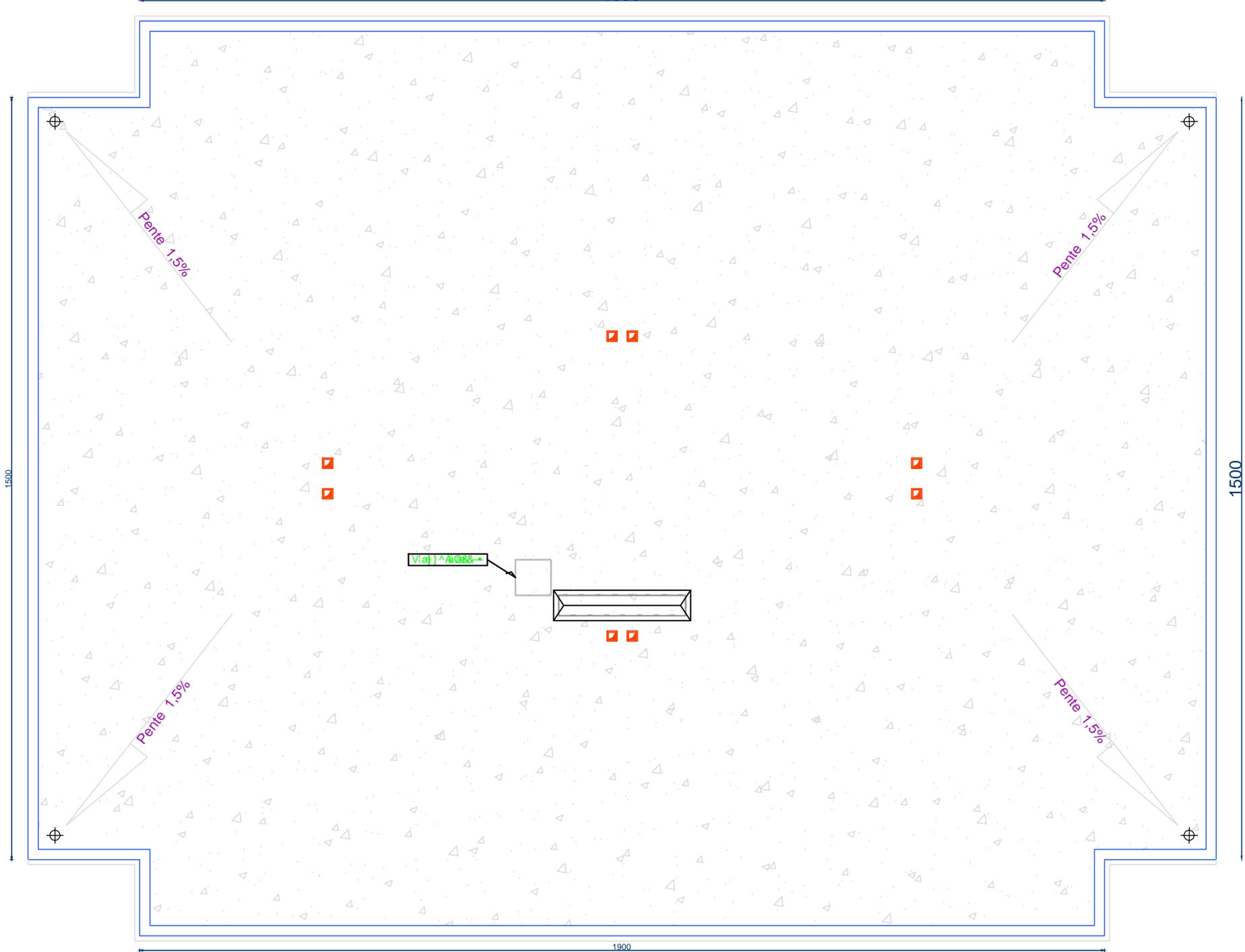


-Plan des étages de 01 à 06



-Plan de l'étage 07

1900



1500

1500

1900

-Plan de Toiture