

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+5(Duplex)+3 entresol) à usage
d'habitation contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

**YAHIAOUI Rafik
BACHIOUA Hamza**

Promoteur :

Mr : O.SADAOU

Examineurs :

**M^r BELHAMDI
M^{elle} BOUCHE**

Promotion 2019-2020

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Bejaia.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude. En particulier, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, la volonté, la patience et la santé durant toutes ces années d'études et que grâce à lui ce travail a pu être réalisé.

Un grand merci à nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études

Un grand merci à notre promoteur Mr : O.Sadaoui

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil De l'université de Bejaia.

Nos gratitudes à tous les membres du jury qui font l'honneur de juger notre Travail.

Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce Mémoire, De près ou de loin.

RAFIK & HAMZA

Dédicace

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 infiniment

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers frères.

A toute la famille : « YAHIAOUI ».

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme : Hamza.

A Monsieur : BOUDENE Karim

A toute la promotion 2019-2020.

DÉDICACES

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail

A mes chers parents

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A ma chère grande mère maternelle ;

Qui je souhaite une bonne santé.

A mes chers frères

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite

A mes chers amis

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma famille

A mon binôme Rafik Yahiaoui

A tous ceux que j'aime.

Bachiuoa Hamza

Liste des figures

Figure I.1	Diagramme des déformations limites(ELU).....	4
Figure I.2	Diagramme contrainte déformation de l'acier	7
Figure II.1.	Coupe sur un plancher en corps creux.....	11
Figure II.2	Plan de disposition des poutrelles (Étage courant)	11
FigureII.3	Vue d'un escalier droit en béton armé.....	13
FigureII.4	Schéma statique d'un escalier droit.....	15
Figure II.5	Vue de la poutre brisée palière.....	16
Figure II.6	Coupe transversale d'un voile.....	17
Figure II.7	Schéma statique de l'acrotère.....	20
Figure II.8	Schéma statique des différents types de poutrelles	25
Figure II.9	Diagramme des moments fléchissant pour la poutrelle type 2.....	26
Figure II.10	Diagramme des efforts tranchants pour la poutrelle type 1	27
Figure II.11	diagramme de moment fléchissant pour la poutrelle type 3.....	27
Figure II.12	Diagramme des efforts tranchants pour la poutrelle type 3	27
Figure II.13.	Schéma de ferrailage (D_3).....	39
Figure II.14	Schéma de ferrailage des dalles (D_1 et D_2).....	40
Figure II.15	Schéma statique de l'escalier.....	40
Figure II.16	Diagramme des moments corrigé à l'ELU.....	41
Figure II.17	Schéma de ferrailage de l'escalier.....	43
Figure II.18	Schéma statique de la poutre palière.....	43
Figure. II.19	Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	45
Figure. II.20.	Coupe transversale de l'acrotère.....	46
Figure. II.20	Section à ferrailer.....	48
Figure. II.21	Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	51
Figure III.1	Modélisation 3D de la structure sur ETABS.....	53
Figure III.2	Disposition des voiles de contreventement.....	54
Figure III.3	spectre de reponse	55
Figure III.4	1 ^{er} mode (translation suivant y).....	56
Figure III.5	2 ^{ème} mode (translation suivant X).....	57
Figure III.6	3 ^{ème} mode (rotation suivant Z).....	57
Figure IV.1	Zone nodale.....	66
Figure IV.2.	Schéma principe de ferrailage et de réduction de section de poteaux.....	72
Figure IV.3	Ferrailage du voile Vy4 (entre sol 3).....	86
Figure V.1	schéma de la semelle isolée.....	90
Figure V.2	Schéma de la semelle filante type SF3(Axe XX).....	91
Figure V.3	Vue en plan des différentes semelles filante.....	92
Figure V.4	Coffrage de la semelle.....	93
Figure V.5	Schéma statique de poutre libage.....	94
Figure V.6	poutre continue sur 6 appuis (système hyperstatique).....	95
Figure V.7	Diagramme des moments.....	96
Figure V.8	Diagramme des efforts tranchants.....	97

Figure V.9 diagramme des moments à l'ELA.....	98
Figure V.10 diagramme des efforts tranchants à l'ELA.....	98
Figure V.11 schéma de ferrailage de la semelle filante.....	99
Figure V.12 Schéma de ferrailage de longrine.....	102
Figure V.13 Schéma du voile périphérique.....	103
Figure V.14 La charge sur le voile de soutènement du 3 ^{ème} entre sol	104
Figure V.15 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	107

Liste des tableaux

Tableau I.1 limite d'élasticité f_e en fonction de type d'acier.....	7
Tableau II.1 Coffrage des poteaux.....	15
Tableau II.2 Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.3 Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible.....	17
Tableau II.4 Evaluation des charges permanentes revenant au plancher terrasse accessible..	17
Tableau II.5 Evaluation des charges permanentes revenant au plancher étage courant	18
Tableau II.6 Evaluation des charges permanentes revenant au balcon (en dalle plaine).....	18
Tableau II.7 Evaluation des charges permanentes revenant au balcon (corps creux).....	18
Tableau II.8 Evaluation des charges permanentes revenant au palier	19
Tableau II.9 Evaluation des charges permanentes revenant aux volées	19
Tableau II.10 Evaluation des charges permanentes revenant aux murs extérieurs.....	19
Tableau II.11 Evaluation des poids propres des poteaux.....	20
Tableau II.12 Descente de charge du poteau.....	21
Tableau II.13 Résultats des vérifications à la flexion simple.....	24
Tableau II.14 Résultats des vérifications au flambement.....	24
Tableau II.15 charges qui revient aux poutrelles.....	25
Tableau II.16 Sollicitations sur les poutrelles type 3 (N°2).....	29
Tableau II.17 Sollicitations sur les poutrelles type 1.....	30
Tableau II.18 Sollicitations sur les poutrelles type 3 (N°1 et N°3).....	30
Tableau II.19 Sollicitations max sur les poutrelles type 1.....	30
Tableau II.20 Sollicitations sur les poutrelles type 3 (N°1 et N°3).....	30
Tableau II.21 Sollicitations max sur les poutrelles des balcons à corps creux	31
Tableau II.22 Calcul du ferrailage à l'ELU pour les différents niveaux.....	31
Tableau II.23 Vérifications des exigences nécessaires à l'ELU.....	32
Tableau II.24 Vérification des contraintes à l'ELS.....	33
Tableau II.25 Vérifications de la flèche à l'ELS.....	34
Tableau II.26 Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	35
Tableau II.27 Choix des armatures.....	37
Tableau II.28 Choix des armatures.....	38
Tableau II.29 vérification de la flèche dans le sens yy'	38
Tableau II.30 Calcul des sollicitations et de ferrailage.....	39
Tableau II.31 Tableau récapitulatif des vérifications.....	39
Tableau II.32 Evaluation des Sollicitations dans d'escalier.....	40
Tableau II.33 Ferrailage de l'escalier.....	41
Tableau II.34 Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	43
Tableau II.35 Vérification des contraintes à l'ELS.....	45
Tableau II.36 Charge permanente revenant à l'acrotère.....	46
Tableau II.37 Combinaisons d'action de l'acrotère.....	47
Tableau III.1 Valeur des pénalités p_q	55
Tableau III.2 Mode et périodes de vibration et taux de participation massique.....	56
Tableau III.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	58

Tableau III.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	58
Tableau III.5 Vérification de l'effort normale réduit.....	59
Tableau III.6 Vérification de la période fondamentale.....	60
Tableau III.7 Facteur d'amplification dynamique.....	60
Tableau III.8 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	61
Tableau III.9 Vérification de déformation selon l'axe x-x.....	61
Tableau III.10 Vérification de déformation selon l'axe y-y.....	61
Tableau III.11 Vérification de l'effet p-delta dans le sens x-x.....	62
Tableau III.12 Vérification de l'effet p-delta dans le sens y-y.....	63
Tableau III.13 Dimensions finales des éléments structuraux.....	64
Tableau IV.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA	66
Tableau IV.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	67
Tableau IV.3 Ferrailage des poteaux.....	68
Tableau IV.4 Calcul des armatures transversales dans les poteaux.....	68
Tableau IV.5 Vérifications du flambement des poteaux.....	69
Tableau IV.6 Vérifications de la contrainte dans le béton dans les poteaux.....	70
Tableau IV.7 Vérifications aux sollicitations tangentes dans les poteaux.....	71
Tableau IV.8 Schémas du ferrailage des poteaux.....	71
Tableau IV.9 Ferrailages des poutres principales et secondaires.....	74
Tableau IV.10 Ferrailages des poutres principales et secondaires.....	75
Tableau IV.11 Vérifications des contraintes tangentielles.....	76
Tableau IV.12 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement.....	76
Tableau IV.13 Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	77
Tableau IV.14 Vérification de la flèche pour les poutres.....	77
Tableau IV.15 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	77
Tableau IV.16 Les moments résistants dans les poteaux.....	79
Tableau IV.17 Vérifications de la zone nodale.....	80
Tableau IV.18 Les sollicitations revenant aux voiles ' $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}, V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}, V_{y4}$	82
Tableau IV.19 Ferrailage du voile ' V_{y1}	84
Tableau IV.20 Ferrailage du voile ' V_{x4}	85
Tableau V.1 Dimensionnement des différentes semelles filantes.....	92
Tableau V.2 Ferrailage de la poutre de libage à l'ELA	98
Tableau V.3 Récapitulatif coffrage semelles filantes à ELS	99
Tableau V.4 Ferrailage longitudinale des longrines.....	101
Tableau V.5 Ferrailage des voiles périphériques.....	105
Tableau V.6 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	106
Tableau V.7 Les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS.....	106

Sommaire

Introduction Générale

CHAPITRE I : GENERALITES

Introduction	1
I.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.2 Caractéristiques géométriques	1
I.3 Définition des éléments de l'ouvrage	1
I.4 Règles et normes utilisés	2
I.5 Indication générale sur les règles de BAEL	2
I.6 Caractéristiques mécaniques de béton et l'acier.....	5
I.7 Actions et sollicitations	8
I.8 Les sollicitations.....	9

CHAPITRE II : Prédimensionnement et étude des éléments secondaires

Introduction	10
II.1 Prédimensionnement des différents éléments.....	10
II.2 Evaluation des charges et surcharges.....	16
II.3 Descente de charge	20
II.4 Calcul de plancher à corps creux	24
II.5 Calcul de plancher a dalle plaine	36
II.6 Etude des escaliers	40
II.7 Etude de la poutre palière	43
II.8 Etude de l'acrotère	45

CHAPITRE III : Modélisation et analyse sismique du bâtiment

Introduction	52
III.1 Méthodes de calcul.....	52
III.2 Interprétation des résultats l'analyse dynamique	56
III.3 Calcul de la période fondamentale de la structure	59
III.4 Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base	60
III.5 Justification vis-à-vis des déformations.....	61
III.6 Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (Art5.9) RPA99.....	62
Conclusion.....	63

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

IV.1 Introduction.....	65
IV.2 Etude des Poteaux	65
IV.3 Etude des Poutres	72
IV.4 Etude des Voiles	80
Conclusion.....	86

CHAPITRE V : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

V.1 Introduction	89
V.2 Choix du type de fondations.....	89
V.3 Vérification vis-à-vis les fondations superficielles	89
V.4 Poutre libage.....	93
V.5 Ferrailage de la poutre libage	97
V.6 Etude des longrines	99
V.7 Comportement vis-à-vis des tassements différentiels.....	102
V.8 Etude voile périphérique	102
V.9 Conclusion.....	107

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

1. Majuscules Romaines

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	: Aire d'une section de béton
E_s	: Module de Young de l'acier
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours
F	: Force ou action en général
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service
N_u	: Effort normal de calcul ultime
P	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	: Charge permanente unitaire
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre
j	: Nombre de jours de maturité du béton
L	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	: Charge permanente unitaire.

S_t	: Espacement des armatures transversales.
y_1	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u	: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	: Bras de levier du couple de flexion.
α_u	: Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
ϵ_{bcmax}	: Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	: Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	: Déformations des armatures comprimées.
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU.
ν	: Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	: Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc}	: Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	: Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	: Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	: Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	: Diamètre d'une armature transversale.
ψ_s	: Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>).

Introduction g é n é r a l e

Introduction générale

L'histoire de l'évolution de la civilisation humaine a été marquée par un nombre incalculable de catastrophes naturelles notamment les séismes causants parfois, par leur importance des destructions massives.

Le phénomène sismique est en plus grande partie le souci de l'ingénieur en génie civil car il est impossible de connaître son lieu d'apparition et sa puissance. On ne connaît ce phénomène que de manière imparfaite et seul un séisme majeur incite la population à une prise de conscience générale, comme exemple le séisme de 21 mai 2003 qui a touché les régions de Boumerdes, d'Alger et de Tizi-Ouzou.

L'ingénieur en génie civil associe la recherche fondamentale et la recherche appliquée afin de trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance en tenant compte de différents facteurs telle que la Résistance, l'économie, l'esthétique et surtout la sécurité

Dans le projet qui nous a été confié dans le cadre de préparation de notre projet de fin d'étude qui porte sur l'étude d'un bâtiment en R+5 (duplex) + 3 entre sol avec terrasse accessible, en plus de calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 , et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures génie civil notamment le BAEL91, RPA99/version 2003, CBA93 et les différents documents techniques réglementaire (DTR).

Le travail est partagé en 5 chapitres :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donné au premier chapitre.
- Le pré-dimensionnement et calcul des éléments secondaires au deuxième chapitre.
- Au chapitre trois, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel ETABS.
- Le calcul de ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre quatre.
- Dans le cinquième chapitre, l'étude des fondations a été menée.

Chapitre I :

G é n é r a l i t é s

Chapitre I : Généralités

Introduction

Toute étude d'un bâtiment en béton armé a pour but de vérifier la résistance et la stabilité de cette structure, afin d'obtenir un bâtiment sécuritaire et économique.

Dans ce chapitre, on présente d'une manière générale le contexte de travail et l'objectif de ce projet de fin d'étude.

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est composé de 20 logements promotionnels en **R+5 (Duplex) +3 entre sol avec terrasse accessible** à usage d'habitation. Le site d'implantation est situé à Tala Ouriene Wilaya de Bejaia qui est classé d'après le **RPA 99 version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) et de groupe d'usage **A** (ouvrage courant ou importance moyenne).

Les plans architecturaux et le rapport du sol sont joints en annexe de ce document.

I.2 Caractéristiques géométriques :

I.2.1 Dimension en élévation

- Hauteur totale de bâtiment (acrotère compris)..... 32.9 m
- Hauteur du 3ème entre sol 3.4 m
- Hauteur du 1^{er} et 2^{ème} entre sol 2.89m
- Hauteur du RDC..... 2.89 m
- Hauteur d'étage courant 2.89 m

I.2.2 Dimension en plan

- Longueur totale du bâtiment 19.40 m
- Largeur totale du bâtiment..... 10.75 m

I.3 Définition des éléments de l'ouvrage :

I.3.1 Système de contreventement

En appliquant les prescriptions du RPA 99/2003, dans les ouvrages qui dépassent les 14 mètres de hauteur dans la zone IIa, le contreventement de la structure doit être assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portique-voile, pour garantir la stabilité de l'ensemble sous les actions verticales et horizontales.

I.3.2 Les planchers

Il s'agit de diaphragmes généralement de forme planes et rigides avec une épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. On distingue des planchers à dalle pleines et des planchers composés aggloméré (corps creux) et d'une dalle de

compression de 4 à 5 cm d'épaisseur. Les derniers niveaux de l'ouvrage forment des terrasses accessibles (exploitables) et inaccessibles.

I.3.3 L'escalier

L'escalier est un élément non structural, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.3.4 L'acrotère

C'est un élément en béton armé encastré au niveau des planchers terrasses

I.3.5 La maçonnerie

Les murs extérieurs sont conçus en brique creuse en double parois (celle de l'intérieur de 10 cm et celle de l'extérieur de 15 cm séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur).

Les cloisons intérieures sont réalisées en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

I.3.6 Infrastructure

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction. Elles ont pour objectifs de :

- Limiter les tassements et les déplacements horizontaux
- Encastrer la structure à la base
- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol

I.4 Règlements et normes utilisés

L'étude d'un bâtiment est élaborée suivant les règles de conception et de calcul qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- **RPA 99** version 2003
- **CBA99** (code de béton armé)
- **DTR B.C.2.2** (charges permanentes et surcharges d'exploitation)
- **BAEL.91 modifié 99**

I.5 Indication générale sur les règles de BAEL

I.5.1 Définition de l'état limite :

L'état limite est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ces éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il y a deux états limites :

I.5.1.1 Etat limite ultime (ELU) :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Dans le BAEL Il y a trois états limite ultime :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique
- Etat limite ultime de résistance
- Etat limite ultime de la stabilité de forme

Hypothèse de calcul à l'ELU

D'après le BAEL et le CBA (Art A .4.3.2) il y a six hypothèses :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement entre l'acier et le béton
- La résistance de béton tendu est négligée
- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10 ‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5 ‰ en flexion et 2 ‰ en compression simple
- le diagramme déformations-contraintes du béton est défini en BAEL 91(A.4.3.4)
- 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 %.
- le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de BAEL 91 (art.A.2.2.2) en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$. Le coefficient γ_s est pris égal à 1,15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles définies à l'article de BAEL 91 (art A.3.3.22) pour lesquelles on adopte 1 (unité)

Règles des trois pivots :

Afin de calculer les dimensions une section en béton armé on suppose que le diagramme des déformations passe par l'un des pivots A, B, C défini par la figure ci-dessous. Cette règle se fixe comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier :

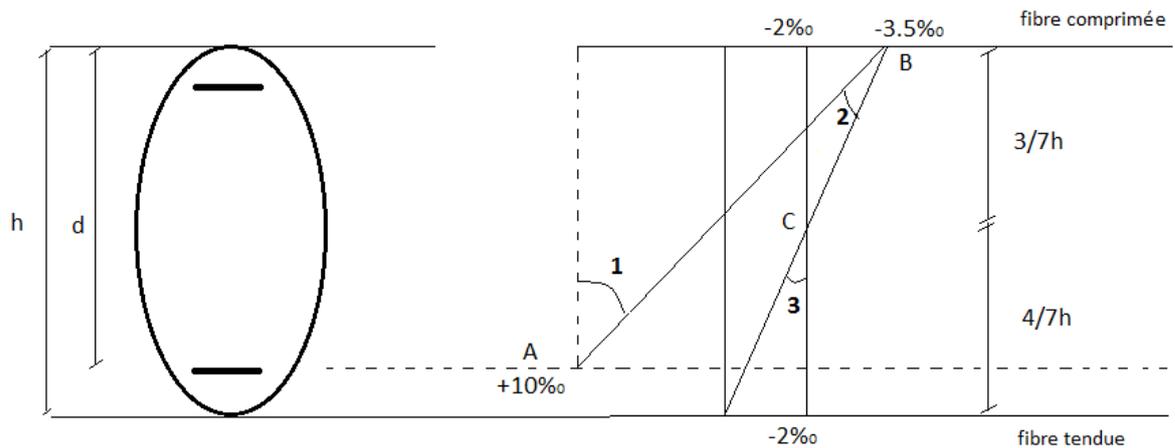


Figure I.1 diagramme des déformations limites(ELU)

Le domaine(1),le pivot A : correspond à un allongement maximum de 10‰ pour l’armature tendue, on parle de la section qui est soumise à la traction simple, flexion simple ou composé

Le domaine(2) pivot B : correspond à un raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composé.

Le domaine(3) : les diagrammes passent par le pivot C qui correspond à un raccourcissement limite de 2‰ de la fibre du béton située à 3/7h de la fibre supérieure. La section est entièrement comprimée et soumise à la flexion simple ou à la compression simple.

I.5.1.2Etat limite de service(ELS) :

C’est une condition qui consiste à assurer l’utilisation normale et la durabilité d’un ouvrage dont le dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l’ouvrage sans qu’il y a la ruine.

On compte 3 états limites :

- Etat limite de service de compression de béton
- Etat limite de service d’ouverture des fissures
- Etat limite de service de déformation.

Hypothèse de calcul à l’ELS :

- Conservation des sections planes.
- Les déformations sont proportionnelles aux contraintes.
- La résistance de la traction de béton est négligée
- Le béton et l’acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\delta = E\epsilon$)
- Par convention le coefficient d’équivalence entre le béton et l’acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.6 Caractéristiques mécaniques de béton et l'acier :

I.6.1 Le béton

1) Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} , cette résistance f_{cj} est obtenue par d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{f_{c28} \times j}{4.76 \times 0.83^j} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \quad \text{Bael91(Art A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.4 + 0.95 j} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \quad \text{Bael91(Art A.2.1.11)}$$

pour notre projet, on considère un béton de $f_{c28} = 25$ MPa

2) Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{Bael91 (Art A.2.1.12)}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

3) Contrainte limite à l'état limite ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Bael 91(Art A.4.3.4)}$$

Avec:

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} 1.5 \text{ pour les situations durables ou transitoire} \\ 1.15 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions utilisées pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.8$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures

Dans notre cas, on prend $\theta = 1 \Rightarrow f_{bu} = 14.20\text{MPa}$

4) contrainte limite à l'état limite de service :

La contrainte de compression du béton est limitée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{CBA93(art A.4.5.2)}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$

On a $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

5) Module de déformation longitudinale du béton :

➤ On définit le module de déformation instantané de béton pour des charges d'une durée inférieure à 24h par la relation ci-après :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{CBA 93(art A.2.1.2.1)}$$

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

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{CBA 93(art A.2.1.2.2)}$$

Pour les vérifications courantes ($j > 28$ jours), on a :

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \begin{cases} E_{ij} = 32164.20\text{MPa} \\ E_{iv} = 10818.86\text{MPa} \end{cases}$$

6) Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν est le rapport entre la déformation longitudinale est la déformation transversale de béton, il admet deux valeur :

$\nu = 0.2$ pour le calcul de déformations

$\nu = 0$ pour le calcul de sollicitations

7) La contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$, d'après l'article (A.5.1.211) de Bael91 :

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

$$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa}) \quad \text{pour fissuration nuisible ou très nuisible}$$

On a $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc

$$\tau_{adm} = 3.33\text{MPa} \quad \text{pour fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_{adm} = 2.5\text{MPa} \quad \text{pour fissuration préjudiciable}$$

I.6.2 L'acier :

L'acier est un alliage de Fer + Carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, et c'est un matériau qui rentre dans le béton armé pour reprendre les efforts de traction et limité les fissurations. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$

1) Résistance caractéristique de l'acier :

C'est la limite d'élasticité f_e pour les aciers courants utilisés.

Tableau I.1 limite d'élasticité f_e en fonction de type d'acier

Désignation	Aciers ronds		Aciers à hautes adhérences		Trailles soudés à fils lisses	Trailles soudés à Haute adhérence
	Lisses					
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	TLE500
f_e (MPa)	215	235	400	500	500	500

Dans l'hypothèse forte s'inscrivant dans la sécurité et la normalisation des risques sur l'ouvrage, nous considérons dans la suite de l'étude les caractéristiques mécanique (nuance) de l'acier comme suit :

- Acier à haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure
- Acier rond lisse de nuance FeE235 pour les armatures transversales des poutrelles
- La traille à soudé à haute adhérence de nuance TLE500 pour les dalles de compression

2) Contrainte limite à l'état limite ultime

Pour calculer la contrainte limite de l'acier on utilise le diagramme suivant :

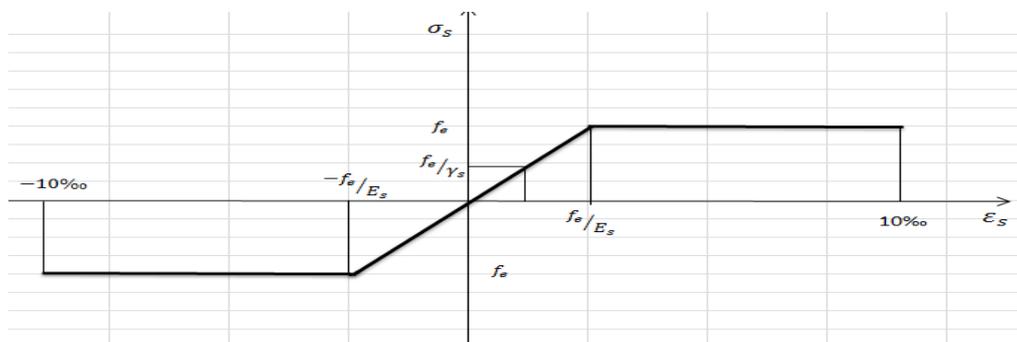


Figure I.2 diagramme contrainte déformation de l'acier

La contrainte limite de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : $f_e = 200\ 000\text{MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable ou transitoire

3) Contrainte limite à l'état limite de service :

Dans le cas où les fissurations sont réperduables, la contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [\text{MPa}] \text{CBA93 (Art A.4.5.3.3)}$$

f_{tj} : Résistance à la traction de béton en (j) jours.

Dans le cas où les fissurations sont très nuisibles :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [\text{MPa}] \text{CBA93 (Art A.4.5.3.4)}$$

η : est le coefficient de fissuration qui vaut :

$\eta = 1$ pour les aciers ronds et lisses, treilles à soudés ;

$\eta = 1.6$ pour les armatures de haute adhérence de $\phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1.3$ pour les armatures de haute adhérence de $\phi < 6\text{mm}$

I.7 Actions et sollicitations:

Ce sont l'ensemble des forces dues aux charges appliquées sur une structure et aux déformations imposées, on distingue trois actions :

- ❖ **Actions permanentes(G)** : ce sont des actions dont son degré de force ne change pas dans le temps.
- ❖ **Actions variable(Q)** : ce sont celles dont l'intensité varie d'une manière fréquente de façon importante dans le temps.
- ❖ **Actions accidentelles(Fa)** : ce sont des actions exceptionnelles produisent par des séismes, des chocs, des explosions..... etc.

I.7.1 Combinaisons des actions :

On calcule les combinaisons d'actions pour déterminer les sollicitations et les déformations et éviter tous les risques non mesuré

1.7.1.1 Combinaisons d'actions à l'ELU

❖ situation durable

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i \text{CBA93 (Art A.3.3.2.1)}$$

Avec:

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables

Q_1 : action de base

Q_i : autres actions d'accompagnement

$\gamma_{Qi} = 1.5$ dans le cas général

Ψ_{0i} : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

La combinaison d'action considérée est :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

❖ **situation accidentelle :**

On a la combinaison suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \text{ CBA 93 (Art A.3.3.2)}$$

Avec:

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

Ψ_{11} : Valeur fréquente d'une action variable.

Ψ_{2i} : Valeur quasi-permanente d'une autre action variable

On considère les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times ERPA 99/VER2003 \text{ (Art V.5.2)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

Pour les portiques auto stable

I.7.1.2 combinaisons d'actions à l'ELS :

Ce sont des combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i}Q_i \quad \text{CBA 93 (Art A.3.3.3)}$$

Dans nos calculs, on prend la combinaison suivante :

$$\checkmark G + Q$$

I.8 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts normaux(N) et tranchants(T) et les moments de flexion(M) produites par les actions.

Chapitre II

**Pr édimensionnement et étude des
é éléments secondaires**

Chapitre II :Pr édimensionnement et étude des éléments secondaires

Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de la structure passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux jusqu'à la fondation.

1. Pr édimensionnement des différents éléments

Il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, "RPA 99 – version 2003 -", et le "CBA 93", on vérifie les conditions de résistance et de flèche.

1.1. Les planchers

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment, capables de supporter les charges d'utilisation (les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**), et isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages et faire une transmission des charges.

Pour ce projet on utilise des planchers en corps creux.

➤ **Plancher à corps creux :**

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

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

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

- La facilité de réalisation,
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.63 m),
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions de la flèche

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} D \text{ après le CBA93 (art: 6.8.4.2.4)}$$

Avec:

- L_{max} : La portée maximale entre nu d'appuis selon la disposition des poutrelles
- h_t : Hauteur total de plancher

$$h_t \geq \frac{400-40}{22.5} = 16\text{cm} \Rightarrow h_t \geq 16 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} h_{cc} = 16 \text{ cm: l'épaisseur du corps creux} \\ h_{dc} = 4 \text{ cm: dalle de compression} \end{cases}$$

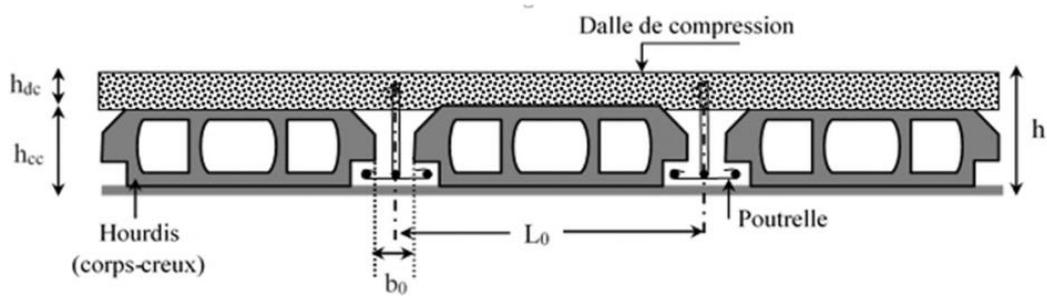


Figure II.1 Coupe sur un plancher en corps creux

➤ Les poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

La disposition des poutrelles dépend de deux critères :

- Le critère de la petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- Le critère de la continuité: les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

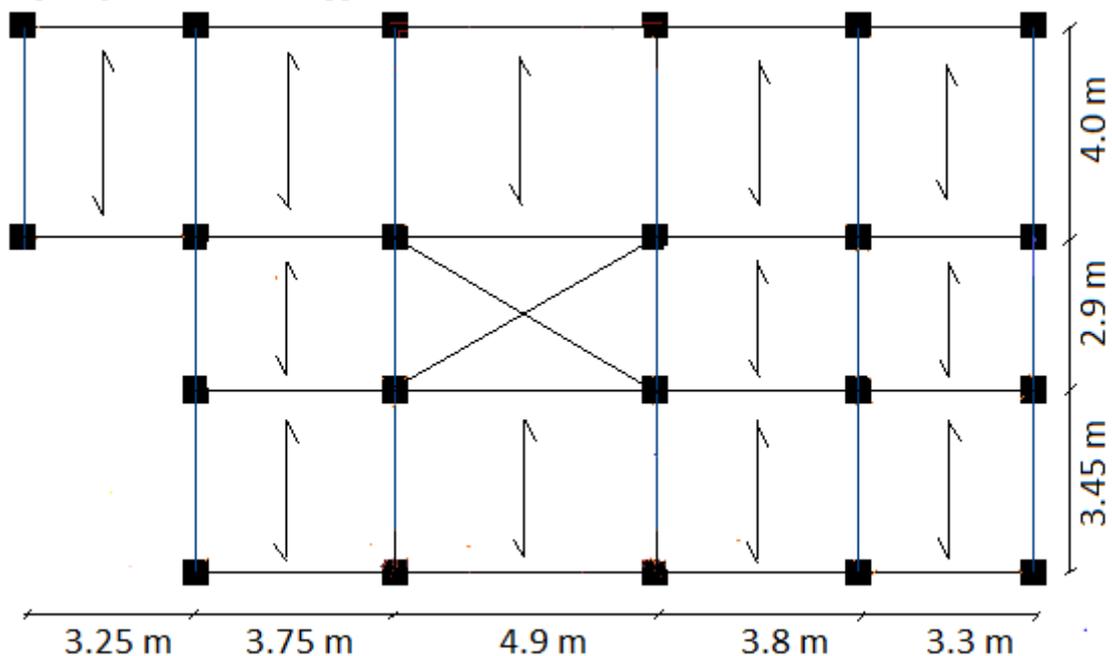


Figure II.2 Plan de disposition des poutrelles (Étage courant)

• **Dimensionnement des poutrelles**

b_0 : la largeur de la dalle de la poutrelle

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \cdot h_t$$

$$b_0 = (10 \text{ à } 15) \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

b : la largeur de la dalle de compression

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \dots \dots \dots \text{(CBA 93 art 4.1.3)}$$

Avec:

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$)

l_y : Longueur de la travée minimale

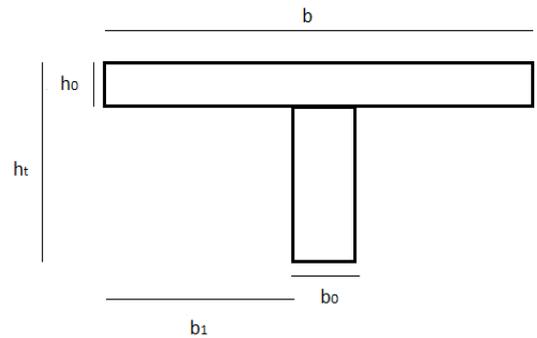
D'une poutrelle ($L_y = 326 \text{ cm}$)

$$b_1 \leq \min \left(\frac{55}{2}, \frac{326}{10} \right)$$

On prend : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

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

$$b = 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$



➤ **Dalles pleines :**

Les planchers en dalles pleines sont l'ensemble des panneaux en béton armé qui reposent sur un système d'appuis et leurs dimensionnement revient à déterminer leurs épaisseurs (e)

• **types de dalles pleines :**

• **Dalle sur deux appuis (D1)**

- $l_x = 1.15 \text{ m}$; $l_y = 5.75 \text{ m}$

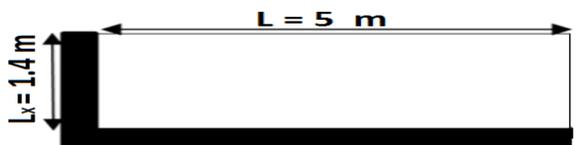
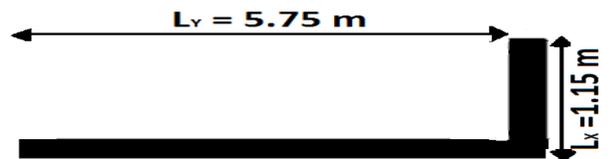
$$\rho = \frac{115}{575} = 0.2 < 0.4$$

$$\frac{115}{35} \leq e \leq \frac{115}{30} \Rightarrow 3.29 \leq e \leq 3.83 \text{ ; } e = 3.5 \text{ cm}$$

- $l_x = 1.4 \text{ m}$; $l_y = 5.00 \text{ m}$

$$\rho = \frac{140}{500} = 0.28 < 0.4$$

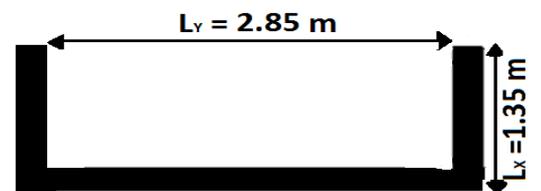
$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Rightarrow 4 \leq e \leq 4.67 \text{ ; } e = 4.5 \text{ cm}$$



• **Dalles sur trois appuis(D2) :**

$l_x = 1.35 \text{ m}$; $l_y = 2.85 \text{ m}$

$$\rho = \frac{135}{285} = 0.474 > 0.4 \frac{135}{45} \leq e \leq$$



$$\frac{135}{40} \Rightarrow 3 \leq e \leq 3.38 \quad ; \quad e = 3 \text{ cm}$$

• **Résistance au feu :**

- $e \geq 7\text{cm}$ → Pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11\text{cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 17.5 \text{ cm}$ → Pour quatre heures de coupe-feu

On admet pour tous les dalles pleines : $e = 12 \text{ cm}$

II.1.2. Les escaliers

Les escaliers en béton armé se composent de plusieurs éléments :

- giron (g): la largeur de la marche.
- Marche: la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h), généralement $h = 16 \text{ à } 17 \text{ cm}$
- L'embranchement: la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marches entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Palier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier (α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortable ; $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$.

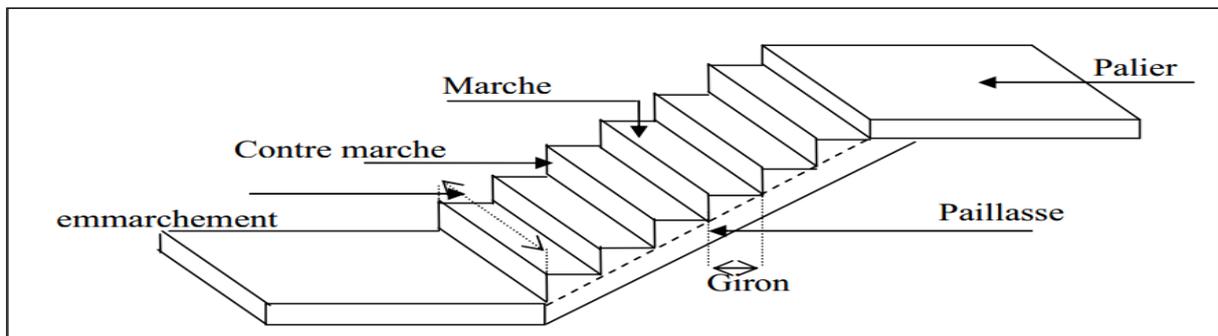


Figure II. 3 Vue d'un escalier droit en béton armé

➤ Dans notre structure, on a deux types d'escaliers :

✓ **Escalier balancé**

Escalier à changement de direction sans palier intermédiaire qui lie le cinquième étage aux duplex réalisés indifféremment en bois.

✓ **Escaliers courants**

Sont des escaliers constitués de deux volées droites et un palier intermédiaire qui relie les différents étages réalisés en béton armé

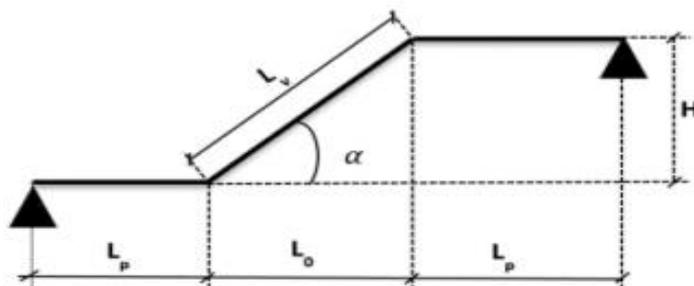


Figure II.4 Schéma statique d'un escalier droit

Pour déterminer les dimensions de la marche et la contre marche, on utilise la relation de **Blondel** : $60 \leq 2h + g \leq 65$

En pratique : $2h + g = 64 \text{ cm}$ (1)

Si (n) est le nombre de contre marche d'une seule volée.

$$h \times n = H \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$g \times (n - 1) = L_0 \Rightarrow g = \frac{L_0}{(n - 1)}$$

On remplace la valeur de (h) et (g) dans l'équation (1) :

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$\text{AN: } H = 1.36 \text{ m}$$

$$L_0 = 2.10 \text{ m}$$

$$64n^2 - 69n + 2.89 = 0$$

Après la résolution de l'équation, on trouve :

$$n = 8 \text{ Contre marche}$$

$$n - 1 = 7 \text{ Marches pour chaque volée et une marche au niveau de palier}$$

- **Inclinaison de la volée :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) \Rightarrow \alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{1.36}{2.10} \right)$$

$$\alpha = 32.93^\circ$$

- **Longueur de la volée L_V :**

$$L_V = \sqrt{H^2 + L_0^2} = \sqrt{1.36^2 + 2.10^2} = 2.5 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paliasse**

$$L/30 < e < L/20 \quad (\text{Condition de résistance})$$

$$\text{Tel que } L = L_V = 2.50 \text{ m}$$

$$\frac{2.50}{30} < e < \frac{2.50}{20} \Rightarrow 8.33 < e < 12.5 \text{ on prend } e = 12 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de palier**

$$e_p = \frac{12}{\cos 32.93^\circ} = 14.29 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

II.1.3. Les poutres

Sont des structures porteuses horizontales en béton armé qui reçoivent des charges verticales et qu'elles transmettent aux appuis. Leur hauteur est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : Longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis

- ✓ **Poutres secondaires**

$$L_{max} = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On adopte **h = 35 cm**

b = 30 cm

- **v é r i f i c a t i o n d e s e x i g e n c e s d e R P A 9 9 / 2 0 0 3 (A r t . 7 . 5 . 1)**

$h = 35 \text{ cm} > 30$ Vérifiée

$b = 30 \text{ cm} > 20$ Vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.17 < 4$ Vérifiée.

- ✓ **Poutres principales :**

$$L_{max} = 490 - 40 = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

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

- **v é r i f i c a t i o n d e s e x i g e n c e s d e R P A 9 9 / 2 0 0 3 (A r t . 7 . 5 . 1)**

$h = 40 \text{ cm} > 30$ Vérifiée

$b = 30 \text{ cm} > 20$ Vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.33 < 4$ Vérifiée

- ✓ **poutre pali è r e b r i s é e :**

$$L_{max} = 1.15 + 1.15 + 0.26$$

$$L_{max} = 2.56 \text{ m}$$

$$17.07 \leq h \leq 25.6$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

- **v é r i f i c a t i o n d e s e x i g e n c e s d e R P A 9 9 / 2 0 0 3 (A r t . 7 . 5 . 1)**

$h = 35 \text{ cm} > 30$ Vérifiée

$b = 30\text{cm} > 20$ Vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.16 < 4$ Vérifiée

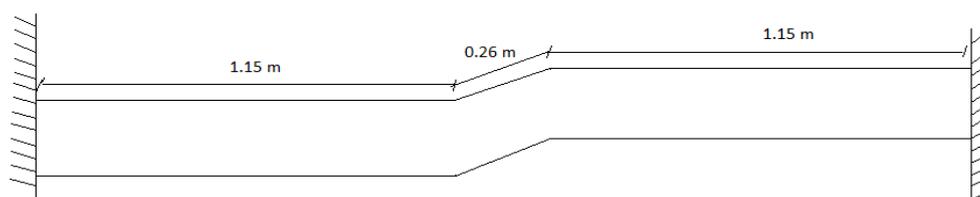


Figure II.5 Vue de la poutre brisée palière

II.1.4 Coffrage poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Les dimensions d'une section transversale de poteau doivent satisfaire les conditions de **RPA99/2003 (Art.7.4.1)** suivantes :

- $\min(b_1; h_1) > 25\text{cm}$ pour la zone **IIa**
- $\min(b_1; h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Telle que :

h_e : La hauteur libre de l'étage

$h_e = 2.49\text{ m}$ Pour l'étage courant

$h_e = 3.00\text{ m}$ Pour le troisième entre sol

On prend préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) suivants :

Tableau II.1 Coffrage des poteaux

Etages	Entres sol (2,3)	Entre sol 1 et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 + Duplex
Section ($a \times b$) cm^2	45 × 45	45 × 40	40 × 40	40 × 35	35 × 30

• Vérification des conditions de RPA99/2003 :

Pour les poteaux de l'entre sol (3) de section (45×45) cm^2 :

Min (45,45) > 25 cm.....vérifiée

Min (45,45) > 15 cm.....vérifiée

$0.25 < \frac{45}{45} = 1 < 4$ vérifiée

Pour la section (35×30) cm^2

Min (35,30) > 25 cmvérifiée

$$\text{Min}(35,30) > \frac{249}{20} = 12.45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$0.25 < \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

II .1.5. Les voiles de contreventement :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. L'article (7.7.1) de RPA99/2003 détermine l'épaisseur des voiles de contreventement en fonction de la hauteur libre de voile et des conditions de rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4e \\ e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) \end{array} \right.$$

Avec

$$h_e = 3.00 \text{ m} \text{ Pour l'entre sol 3}$$

$$e \geq \max\left(\frac{300}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

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

- $h_e = 2.49 \text{ m}$ pour les autres étages

$$e \geq \max\left(\frac{249}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

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

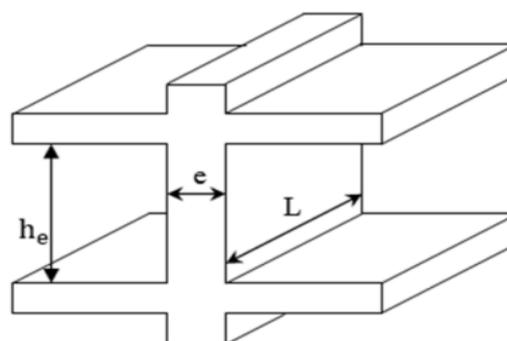


Figure II.6. Coupe transversale d'un voile

Alors on adopte une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$ pour tous les voiles

II.2 Evaluation des charges et des surcharges

Les charges G et les surcharges Q sont évaluées à partir de **DTR .B.C.22**

- ✓ **Plancher à corps creux**

Tableau II.2. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible

N^0	Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges-en KN/m ²
1	Protection en gravillons	4	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	2	-	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22	1.54
4	Isolation thermique en liège	4	0.25	0.1
5	Corps creux en aggloméré	16+4	-	2.80
6	Enduit au mortier de ciment	1.5	18	0.27

Charge permanente G	5.63
---------------------	------

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

Tableau II.4 Evaluation des charges permanentes revenant au plancher terrasse accessible

N^0	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges-en KN/m^2
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Étanchéité multicouche	2	-	0.12
6	Corps creux	16+4	-	2.80
7	Enduit au mortier de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente G :				4.7

La charge d'exploitation: $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.5 Evaluation des charges permanentes revenant au plancher étage courant

N^0	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges-en KN/m^2
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Cloison légère (*)	10	-	1
5	Corps creux	16+4	-	2.80
6	Enduit au mortier de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente G :				5.4

La charge d'exploitation: $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.6 Evaluation des charges permanentes revenant au balcon (en dalle pleine)

N^0	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges-en KN/m^2
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	dalle pleine	12	25	3
5	Enduit au mortier de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente G :				4.6

La charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.7 Evaluation des charges permanentes revenant au balcon (corps creux)

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges-en KN/m^2
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Corps creux	16+4	-	2.80
5	Enduit au mortier de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente G :				4.4

La charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN}/\text{m}^2$

✓ Escalier

Tableau II.8 Evaluation des charges permanentes revenant au palier

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges-en KN/m^2
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit au mortier de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente G :				5.36

La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN}/\text{m}^2$

Tableau II.9 Evaluation des charges permanentes revenant aux volées

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges-en KN/m^2
1	Marches	17/2	22	1.87
2	Carrelages	verticale	$2 \times (h/g)$	20
		horizontale	2	20
3	Mortier de pose	Verticale	$2 \times (h/g)$	20
		horizontale	2	20
4	Lit de sable	2	18	0.36
5	Paillasse	$12/\cos 32.93^{\circ}$	25	3.57
6	Garde de corps métallique	-	-	0.1
7	Enduit au mortier de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente G				7.43

La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN}/\text{m}^2$

✓ Murs extérieurs en double parois

Tableau II.10 Evaluation des charges permanentes revenant aux murs extérieurs

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges-en KN/m ²
1	Enduit de ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses de 10cm	10	-	0.9
3	Briques creuses de 15cm	15	-	1.3
4	Enduit au mortier de ciment	1.5	18	0.27
Charge permanente G :				2.83

✓ **L'acrotère**

Section transversale:

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03/2)$$

$$S = 6.85 \cdot 10^{-2} m^2$$

Poids propre $p_a = 25 \times 6.85 \times 10^{-2} = 1.71 \text{ KN/m}^2$

Revêtement en enduit de ciment = $0.02 \times 18 \times 1.14 = 0.41 \text{ KN/m}^2$

$$G_{acrt} = 0.41 + 1.71 = 2.12 m^2$$

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

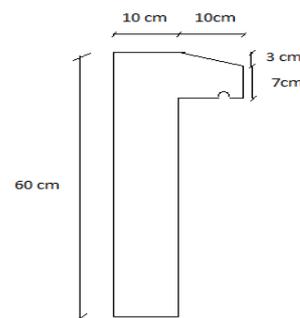


figure II.7 schéma statique de l'acrotère

II.3 Descente de charges :

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 les effets gravitaires dus aux poids propre des éléments ainsi différentes charges pérennantes (cloisons, équipements suspendus,...etc.) et d'exploitation de l'ouvrage.

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons la loi de dégression uniquement pour les étages à usage d'habitation.

➤ **Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

- Sous la terrasse:

$$Q_0$$

- Sous le premier étage à partir du sommet:

$$Q_0 + Q_1.$$

- Sous le deuxième étage:

$$Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2).$$

- Sous le troisième étage:

$$Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3).$$

- Pour n étage ($n \geq 5$)

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n).$$

a) Les poteaux :

$$G_p = S \cdot 25 \cdot h_e$$

Tableau. II.11 Evaluation des poids propres des poteaux

Etage	Entresol 3,2	Entresol 1,RDC	Etage 1,2	Etage3,4	Etage5,5 Duplex
S (cm ²)	0.2025	0.16	0.14	0.1225	0.105
GP (KN)	14,63	11,56	10,11	8,85	7,58

➤ **DECENTE DE CHARGES**

Tableau .II.12 .Descente de charge du poteau C₁₁

Niveau	El éments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible Gpp (40*30) cm ² Gps (35*30)cm ² Poteau (30*35) cm ² Acrot ère	17,30 6,9 3,35 7,58 11,69	
	Total	46,82	2,93
N2	Venant de N1 Plancher terrasse accessible Gpp Gps Poteau (30*35) cm ² Mur	46,82 40,73 12,15 9,3 7,58 27,3	
	Total	143,88	15,92
N3	Venant de N2 Plancher étage Escalier Gpp Gps Poteau (30*35)cm ² Mur	143,88 39,77 19,4 12,15 9,3 7,58 15,31	
	Total	247,39	32,92
N4	Venant de N3 Plancher étage Escalier Gpp Gps Poteau (35*40) cm ² Mur	247,39 46,76 19,4 12,15 9,3 8,85 10,27	
	Total	356,12	49,82
N5	Venant de N4 Plancher étage Escalier Gpp Gps Poteau (35*40)cm ² Mur	356,12 46,76 19,4 12,15 9,3 8,85 7,78	
	Total	460,36	66,48

N6	Venant de N5 Plancher étage Escalier Gpp Gps Poteau (40*40)cm ² Mur	460,36 46,76 19,4 12,15 9,3 10,11 7,78	
	Total	556,86	77,45
N7	Venant de N6 Plancher étage Escalier Gpp Gps Poteau (40*40)cm ² Mur	556,86 46,76 19,4 12,15 9,3 10,11 7,78	
	Total	671,36	88,2
N8	Venant de N7 Plancher étage Escalier Gpp Gps Poteau (40*45)cm ² Mur	671,36 46,76 19,4 12,15 9,3 11,56 7,78	
	Total	778,31	98,82
N9	Venant de N8 Plancher étage Escalier Gpp Gps Poteau (40*45)cm ² Mur	778,31 46,76 19,4 12,15 9,3 11,56 7,78	
	Total	885,26	109,30
N10	Venant de N9 Plancher étage Escalier Gpp Gps Poteau (45*45)cm ² Mur	885,26 46,76 19,4 12,15 9,3 14,63 10,58	
	Total	998,08	120
N11	Venant de N10 Plancher étage Escalier Gpp Gps Poteau (45*45)cm ² Mur	998,08 46,76 19,4 12,15 9,3 14,63 10,58	
	Total	1110,9	130,2

➤ **Les vérifications nécessaires**

a) **Poteau entresol 3 :**

▪ **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 1110,9 + 1.5 * 130,2 = 1695,02 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime,

N_u de 15% pour tenir compte de l'hyperstaticité des portiques tel que :

$$N_u = 1,1 * 1695,02 = 1864.522 \text{ KN.}$$

▪ **V é r i f i c a t i o n à l a c o m p r e s s i o n s i m p l e**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 * f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du b éton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1949,27 * 10^{-3}}{0,6 * 25} = 0,124 \text{ m}^2$$

On a $B = 0,45 * 0,45 = 0.2025 \text{ m}^2$.

$B = 0,2025 \text{ m}^2 > 0,124 \text{ m}^2$ condition vérifiée.

▪ **V é r i f i c a t i o n d u f l a m b e m e n t :**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_s} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du b éton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de b éton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 * (\frac{\lambda}{35})^2} \rightarrow 0 < \lambda < 50 \\ 0,6 * (\frac{50}{\lambda})^2 \rightarrow 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie $I = \frac{b_1 * h_1^3}{12}$.

$l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 2,49 = 1,74 \text{ m.}$

$B = 0,2025 \text{ m}^2$.

$$I = \frac{0,041}{12} = 0,341 * 10^{-2} m^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{0,341 * 10^{-2}}{0,2025}} = 0,1299$$

$$\lambda = \frac{1,74}{0,1299} = 13,39 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * (\frac{13,39}{35})^2} = 0,82.$$

D'après le BAEL on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left[\frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]} \quad B_r \geq \frac{1949,27 * 10^{-3}}{0,82 * \left[\frac{25}{0,9 * 1,5} + \frac{400}{100 * 1,15} \right]} = 0,108 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (45 - 2,5) * (45 - 2,5) * 10^{-4} = 0,18 m^2.$$

0,18 > 0,108donc le poteau ne risque pas de flamber

b) Les autres poteaux

- **v é r i f i c a t i o n a l a c o m p r e s s i o n s i m p l e**

Tableau II.13 R é s u l t a t s d e s v é r i f i c a t i o n s à l a f l e x i o n s i m p l e.

Poteau	Entre sol 3,2	Entre sol 1,RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 5 Duplex
N _u (KN)	1949.27	1563.06	1194.43	829.39	411.53
B _{cal} (m ²)	0.129	0.104	0.08	0.055	0.027
B _{adop} (m ²)	0.2025	0.18	0.16	0.14	0.105

- **V é r i f i c a t i o n a u f l a m b e m e n t**

Tableau II.14 R é s u l t a t s d e s v é r i f i c a t i o n s a u f l a m b e m e n t

Poteau	Entre sol 3,2	Entre sol 1,RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 5 Duplex
N _u (KN)	1949.27	1563.06	1194.43	829.39	411.53
B _{adop} (m ²)	0.2025	0.18	0.16	0.14	0.105
l ₀ (m)	2,49	2,49	2,49	2,49	2,49
l _f (m)	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74
I 10 ⁻² (m ⁴)	0,341	0,303	0,213	0,187	0,107
i (m)	0,13	0,129	0,115	0,115	0,1
Λ	13,39	13,48	15,13	15,13	17,4
A	0,82	0,82	0,819	0,819	0,809
B _{rcal} (m ²)	0.108	0.086	0.066	0.045	0.023
B _{radp} (m ²)	0,18	0,159	0,14	0.121	0.089

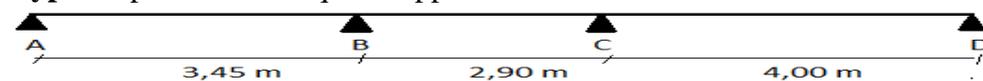
II.4 Calcul de plancher à corps creux

Les planchers diffusent les charges vers les é éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles) par le biais des poutrelles. Les calculs de plancher consistent à v é r i f i e r l a s t a b i l i t é a u

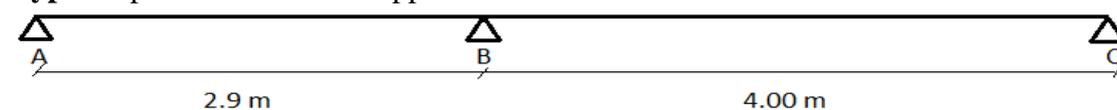
feu, la résistance et la flèche des poutrelles et de respecter certaines dispositions constructives relatives à la dalle de compression en béton.

II.4.1 Types de poutrelles

Type 1 : poutrelles sur quatre appuis



Type 2 : poutrelles sur trois appuis



Type 3 : poutrelles sur deux appuis

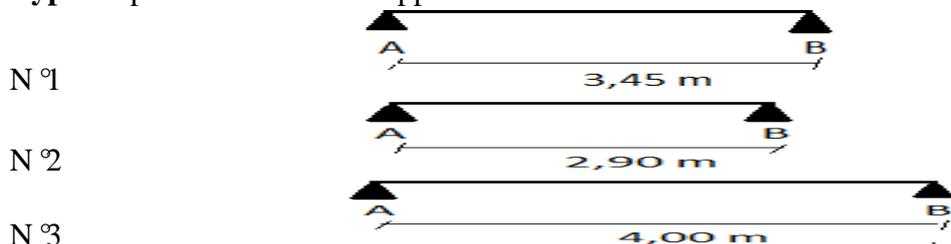


Figure II.8 schéma statique des différents types de poutrelles

II.4.2 Calcul de chargement

➤ **Combinaison fondamentales**

$$\begin{cases} \text{A l'ELU: } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b \\ \text{A l'ELS: } q_s = (G + Q) \times b \end{cases} \text{ Avec } b = 65 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau n°II.14 suivant :

Tableau II.15 charges qui reviennent aux poutrelles

	G (KN/m₂)	Q (KN/m²)	q_u(KN/ml)	q_s(KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.90	1	6.152	4.485
Terrasse accessible	4.70	1.50	5.587	4.03
Etage courant	5.40	1.5	6.201	4.485
Balcon à corps creux	4.4	3.5	7.274	5.135

II.4.3V érifcation des conditions de la méthode forfaitaire

➤ **Poutrelles de type 1**

- $\begin{cases} \text{Terrasse accessible : } Q \leq \min(2G ; 5) \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 < \min(9.4 ; 5) \text{ KN/m}^2 \text{ C. vérifiée} \\ \text{etage courant : } Q \leq \min(2G ; 5) \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 < \min(9.4 ; 5) \text{ KN/m}^2 \text{ C. vérifiée} \end{cases}$
- $I = C^{te}$ le même corps creux dans les travées C. vérifié
- $0.8 \leq \frac{4.00}{2.9} = 1.38 \leq 1.25$ condition non vérifiée
- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables

Les quatre conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites. Donc, on passe à la méthode de Caquot minorée.

➤ **Poutrelles de type 2**

Pour des différents niveaux :

- $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN/m}^2 = 5 \text{KN/m}^2$ condition vérifiée.
- $I = C^{te}$ (même corps creux)condition vérifiée.
- FPN condition vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{4.00}{2.90} = 1.38 \leq 1.25$ condition non vérifiée.

Puisque Les quatre conditions ne sont pas vérifiées, on utilise la méthode de Caquot minorée

➤ **Poutrelles de type 3**

Pour des différents niveaux :

- $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN/m}^2 = 5 \text{KN/m}^2$ condition vérifiée.
- $I = C^{te}$ (même corps creux)condition vérifiée.
- FPN condition vérifiée.
- poutrelle sur 2 appuis.

Dans ce type de poutrelles la méthode forfaitaire est applicable

II.4.4 Calcul des sollicitations

Le calcul des moments sur appuis dus aux charges permanentes par la méthode de Caquot minorée se fait avec $g' = \frac{2}{3} G$ (uniquement pour le calcul sur appuis et on prend la totalité de G pour le calcul des moments en travées) en tenant compte que les charges appliquées sur deux travées voisines de l'appui considéré tel que :

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad (M_i: \text{le moment aux appuis intermédiaire})$$

$$l' = \begin{cases} l: \text{pour la travée de rive} \\ 0.8l: \text{pour la travée intermédiaire} \end{cases}$$

➤ **Moments en travées**

L'évolution du moment en travée $M(x)$, pour un cas de charge, est calculé par la méthode de RDM, en isolant la travée considérée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}$$

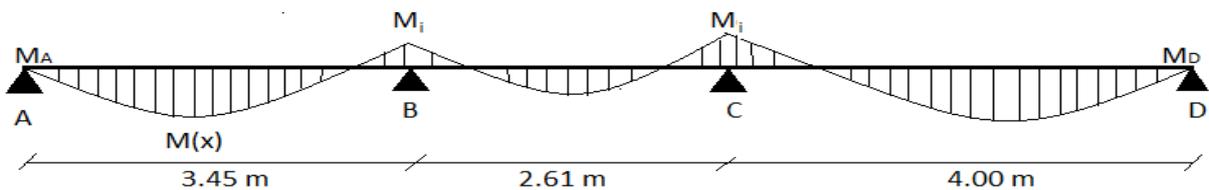


Figure II.9Diagramme des moments fl échissant pour la poutrelle type 2

➤ **Effort tranchant**

L'effort tranchant, pour un cas de charge donné, est calculé classiquement par méthode de RDM :

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{L} \quad \text{Avec } V_0 = \frac{qL}{2}$$

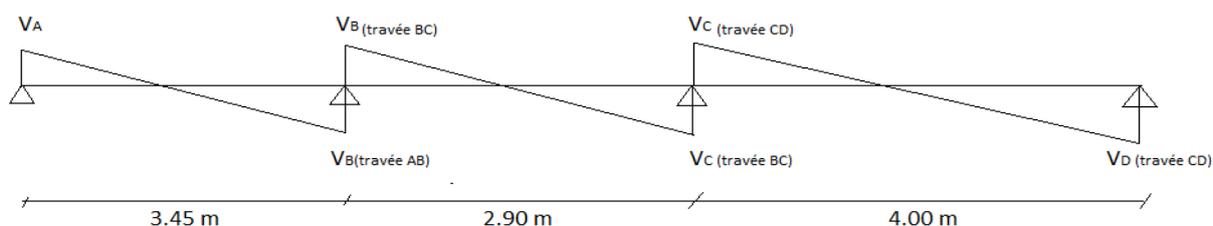


Figure II.10diagramme des efforts tranchants pour la poutrelle type 1

➤ **Poutrelle type 3**

Ce type de poutrelle se calcule comme des poutres isostatique avec :

$$M_t = \frac{ql^2}{8} ; \quad V = \frac{ql}{2}$$

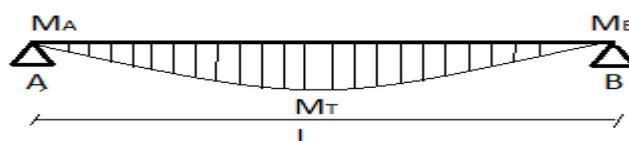


Figure II.11diagramme de moment fl échissant pour la poutrelle type 3

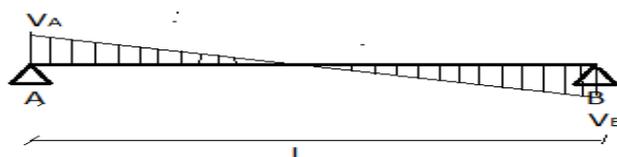


Figure II.12Diagramme des efforts tranchants pour la poutrelle type 3

II.4.5 Exemple de calcul

Poutrelle de type 1

✓ **Méthode de Caquot**

On $G = 5.4 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow g' = \frac{2}{3} \times 5.40 = 3.60 \text{ KN/m}^2$

➤ **A l'ELU**

$q'_u = 4.622 \text{ KN/m}^2$

- **Moments aux appuis**
 - **Appuis de rive**

$$M_A = M_D = 0$$

- appuis intermédiaires :

Appui B

$$l'_g = 3.45 \text{ m} ; \quad l'_d = 2.90 \times 0.8 = 2.32 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.622(3.45^3 + 2.32^3)}{8.5(3.45 + 2.32)} = -5.047 \text{ KN.m}$$

Appui C

$$l'_g = 2.32 \text{ m} ; \quad l'_d = 4.00 \text{ m}$$

$$M_C = -\frac{4.622(4^3 + 2.32^3)}{8.5(4 + 2.32)} = -6.581 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux travées**

On a : $q_u = 6.201 \text{ KN/m}^2$

Travée AB

$$x = \frac{3.45}{2} - \frac{5.047}{(6.201 \times 3.45)} = 1.489 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.201 \times 1.489}{2} \times (3.45 - 1.489) = 9.049 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 9.049 - 5.047 \times \left(\frac{1.489}{3.45}\right) = 6.875 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{2.9}{2} - \frac{-5.047 + 6.581}{(6.2 \times 2.9)} = 1.365 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.201 \times 1.365}{2} \times (2.9 - 1.365) = 6.496 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6.496 - 5.047 \times \left(1 - \frac{1.365}{2.9}\right) - 6.581 \times \left(\frac{1.365}{2.9}\right) = 0.727 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$x = 2.265 \text{ m}$$

$$M_0(x) = 12.184 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 12.184 - 6.581 \times \left(1 - \frac{2.27}{4}\right) = 9.33 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

Travée AB

$$V_A = \frac{6.201 \times 3.45}{2} + \frac{-5.047}{3.45} = 9.234 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.201 \times 3.45}{2} + \frac{-5.047}{3.45} = -12.16 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{6.201 \times 2.9}{2} + \frac{-6.581 + 5.047}{2.9} = 8.462 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.201 \times 2.9}{2} + \frac{-6.581 + 5.047}{2.9} = -9.53 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{6.201 \times 4}{2} + \frac{6.581}{4} = 14.047 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.201 \times 4}{2} + \frac{6.581}{4} = -10.757 \text{ KN}$$

➤ **A l'ELS**

$$q_s = 4.485 \text{ KN/m}^2$$

$$q'_s = (3.6 + 1.5) \times 0.65 = 3.31 \text{ KN/m}^2$$

• **Moments aux appuis**

$$M_A = M_D = 0$$

Détermination des moments sur les appuis intermédiaires :

Appui B

$$M_B = -\frac{3.31 \times (3.45^3 + 2.32^3)}{8.5(3.45 + 2.32)} = -3,62 \text{ KN.M}$$

Appui C

$$M_C = -\frac{3.31(4^3 + 2.32^3)}{8.5(4 + 2.32)} = -4,72 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée**

Travée AB

$$x = 1.489 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.485 \times 1.489}{2} \times (3.45 - 1.489) = 6.548 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6.548 - 3.62 \times \left(\frac{1.489}{3.45}\right) = 4.986 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = 1.365 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{4.485 \times 1.365}{2} \times (2.9 - 1.365) = 4.699 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 4.699 - 3.62 \times \left(1 - \frac{1.365}{2.9}\right) - 4.72 \times \left(\frac{1.365}{2.9}\right) = 0.561 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$x = 2.265 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{4.485 \times 2.265}{2} \times (4 - 2.265) = 8.813 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 8.813 - 4.72 \times \left(1 - \frac{2.265}{4}\right) = 6,765 \text{ KN.m}$$

II.4.6 Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $(-0.15 \times M_0)$

• **Terrasse inaccessible**

Tableau II.16 Sollicitations sur les poutrelles type 3 (N°2)

ELU							
Travée AB	L (m)	M_0 (KN.m)	M_A (KN.m)	M_B (KN.m)	M_t (KN.m)	V_A (KN)	V_B (KN)
	2.90	6.47	-0.97	-0.97	6.47	8.92	-8.92
$M_a^{riv} = 0.97 \text{ KN.m} ; M_t = 6.47 \text{ KN.m} ; V = 8.92 \text{ KN}$							

ELS							
Travée AB	L (m)	M_0 (KN.m)	M_A (KN.m)	M_B (KN.m)	M_t (KN.m)	$V_A(KN)$	$V_B(KN)$
	2.90	4.71	-0.71	-0.71	4.71	6.503	-6.50
$M_a^{riv} = 0.71 KN.m ; M_t = 4.71 KN.m ; V = -6.50 KN$							

- terrasse accessible

Tableau II.17 Sollicitations sur les poutrelles type 1

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
AB	3.45	8.15	-1.22	-4,6	6,17	8,30	-10,97
BC	2.90	5.85	-4,6	-5,99	0,6	7.62	-8.58
CD	4.00	11.03	-5,99	-1.65	8,38	12,67	-9,67
$M_a^{riv} = 1.65 \quad M_a^{int} = 5.99 KN.m ; M_t = 8.38KN.m ; V = 12.67 KN$							
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)		
AB	3.45	5.88	-0.88	-3,29	4,46		
BC	2.90	4.22	-3,29	-4,29	0,46		
CD	4.00	7.91	-4,29	-1.19	6,06		
$M_a^{riv} = 1.19 KN.m ; M_a^{int} = 4.29 KN.m ; M_t = 6.06 KN.m$							

Tableau II.18.Sollicitations sur les poutrelles type 3 (N°1 et N°3)

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
AB	4.00	11.17	-1.68	-1.68	11.17	11.17	-11.17
	3.45	8,31	-1.25	-1.25	8,31	9.62	-9.62
$M_a^{riv} = 1.676 KN.m ; M_t = 11.174 KN.m ; V = 11.174KN$							
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)		
AB	4.00	8.06	-1.21	-1.21	8.06		
	3.45	5.99	-0.9	-0.9	5.99		
$M_a^{riv} = -1.209 KN.m ; M_t = 8.06 KN.m$							

- Etage courant

Tableau II.19.Sollicitations max sur les poutrelles type 1

ELU			
$M_a^{int}(KN.m)$	$M_a^{riv}(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	V(KN)
6.58	1.83	9.33	14.05
ELS			
$M_a^{int}(KN.m)$	$M_a^{riv}(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	
4,72	1.32	6,76	

Tableau II.20.Sollicitations sur les poutrelles type 3 (N°1 et N°3)

ELU							
Trav é	L (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
AB	4.00	12.40	-1.86	-1.86	12.40	12.40	-12.40
	3.45	9.23	-1.38	-1.38	9.23	10.7	-10.7
$M_a^{riv} = 1.86 KN.m ; M_t = 12.402 ; V = 12.40 KN$							

ELS					
Trav é	L (m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	4.00	8.97	-1.35	-1.35	8.97
	3.45	6.67	-1.00	-1.00	6.67
$M_a = 1.35 KN.m ; M_t = 8.97 KN.m$					

- **Balcon à corps creux**

Tableau II.21.Sollicitations max sur les poutrelles des balcons à corps creux

Type de Poutrelle	ELU				ELS		
	M_a^{riv} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{riv} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 2	-1.62	-6.49	9.01	14.43	-1.15	-4.58	6.36
Type 3 N°1	-1.62	0	10,82	12,55		0	7,64
Type 3 N°3	-2.18	0	14,55	14,55	-1.54	0	10,27
max	-2.18	-6.49	14,55	14,55	-1.54	-4.58	10,27

II.4.7 Ferrailage des poutrelles

- **Armatures longitudinales**

Tableau. II.22 Calcul du ferrailage à l'ELU pour les différents niveaux

niveau	section	M (KN.m)	μ_{bu}	α (10^{-2})	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Balcon corps creux	Appui de rive	2.182	0.05	0.06	0.176	0.357	0.217	1HA10 =0.79
	Appui inter	6.493	0.14	0.19	0.166	1.123	0.217	1HA8+1HA10 =1.29

	trav é	14,548	0.05	0.06	0.176	2.383	1.413	2HA12+1 HA8=2.76
Etage courant	Appui de rive	1.86	0.04	0.05	0.176	0.303	0.217	1HA10 =0.79
	Appui inter	6.581	0.14	0.19	0.166	1.40	0.217	2HA10 = 1 .58
	trav é	12.402	0.04	0.05	0.176	2.024	1.413	2HA12 =2.26
Terrasse accessibl e	Appui de rive	1.676	0.04	0.05	0.177	0.272	0.217	1HA10 =0.79
	Appui inter	5.997	0.13	0.18	0.167	1.03	0.217	1HA8+1H A10 =1.29
	trav é	11.17	0.04	0.05	0.18	1.82	1.41	1HA8+2H A10=2.08
Terrasse inaccessi ble	Appui de rive	0.97	0.02	0.03	0.178	0.157	0.217	1HA10 =0.79
	trav é	6.467	0.02	0.03	0.178	1.044	1.413	2HA10 = 1 .58

• **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \cdot \phi_t^{min}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 10\right) \text{mm}$$

$$\phi_t = 6 \text{mm}$$

Le ferrailage transversal adopt é pour les poutrelles de diff érents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ mm}^2$$

• **Espacement (St)**

$$St \leq \min(0.9d ; 40) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$st = 15 \text{ cm}$$

II.4.8 V érification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Les v érifications des poutrelles aux états limites sont illustr ées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau II.23 V érifications des exigences nécessaires à l'ELU

niveau	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (Mpa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(\text{cm}^2) \geq$		Bielle V_u $\leq 0.267b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (Mpa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{intr}}{0.9d})$		
Balcon à corps creux	0,759 < 3.3	3.55 > 0,393	4.05 > -0,759	14,548 < 108.135	0.95 < 3.3

Etage courant	0,780 < 3.3	2.87 > 0,403	3.66 > -0,764	14.047 < 108.135	0.92 < 3.3
Terrasse accessible	0,704 < 3.3	2.87 > 0,364	3.37 > -0,7	12.673 < 108.135	0.83 < 3.3
Terrasse inaccessible	0,496 < 3.3	2.37 > 0.256	0.79 > 0.131	8.92 < 108.135	0.58 < 3.3
observation	V érifie	V érifie	V érifie	V érifie	v érifie

Tableau II.24. Vérification des contraintes à l'ELS.

niveau	section	M_s (KN)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I cm^4	Contrainte $\sigma \leq \bar{\sigma}$ Mpa	observation
Balcon à corps creux	Trav ée	10.27	2.76	4.2	9489.4	4,538 < 15	V érifie
	Appui	4.584	1.29	6.632	3472.9	8,754 < 15	V érifie
Etage courant	Trav ée	8.97	2.26	3.8	8024	4.296 < 15	V érifie
	Appui	4,72	1.58	7.166	4008.4	8,438 < 15	V érifie
Terrasse accessible	Trav ée	8.06	2.08	3.704	7477.5	3,993 < 15	V érifie
	Appui	4.289	1.29	6.6326	3472.9	8,191 < 15	V érifie
Terrasse inaccessible	Trav ée	4.715	1.58	3.276	5899.8	2,619 < 15	V érifie
	Appui	0.707	0.79	0,0545	2406	1,602 < 15	V érifie

II.4.9 Vérification de la flèche

Elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL91** (Article B.6.5) et celle du **CBA93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{db} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

- **terrasse inaccessible,**

$$l = 2.9m ; h = 20 cm ; M_t = 6.467 KN.m ; M_0 = 6.467 KN.m ; h = 20cm ; A = 1.58 cm^2$$

$$\frac{20}{290} = 0.069 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{V érif i é e}$$

$$\frac{20}{290} < \frac{1}{10} \dots\dots\dots \text{v érif i é e}$$

$$\frac{1.58}{18 \times 65} < \frac{4.2}{400} \dots\dots\dots \text{v érif i é e}$$

Donc pour les poutrelles de terrasse inaccessible, on n'a pas besoin de vérifier la flèche

- **Autre niveau**

$$l = 4.00 m ; h = 20 cm$$

$$\frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.06 \implies \text{la condition n'est pas vérifiée, alors il faut vérifier la flèche, et d'après le BAEL99 (Art B.6.5.2) :}$$

- La flèche totale est définie comme suit :

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

- la flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est:

$$f_{adm} = \frac{l}{f_e}$$

- Moment en travée

$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$; $q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow$ La charge permanente revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons

$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$; $q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow$ La charge permanente revient à la poutrelle

$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$; $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge reviennent à la poutrelle

- Inertie de la section

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 + e)$$

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

- Contraintes fictives de l'acier sous l'effet de chargement considéré :

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser}(d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser}(d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser}(d - y)}{I}$$

- Inerties fictives (I_f)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fvj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- Evaluation de la flèche

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fip}} ; f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fvj}}$$

Les vérifications de la flèche sont données dans le tableau suivant :

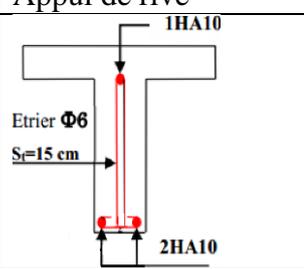
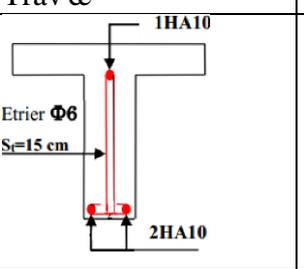
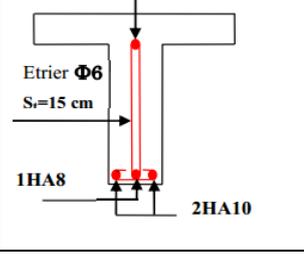
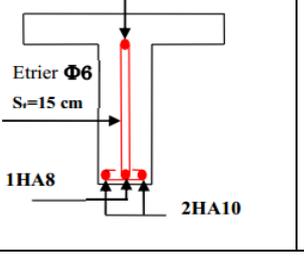
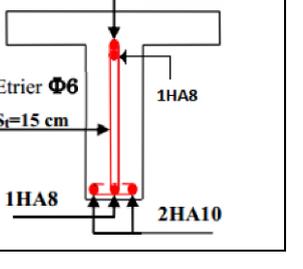
Tableau II.25 Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveau	Terrasse accessible	Étage courant	Balcon à corps creux
L (m)	4.00	4.00	4.00
q_{jser}	1.82	1.82	1.82
q_{gser}	3.06	3.51	2.86

q_{pser}	4.03	4.485	5.135
M_{jser}	3.64	3.64	3.64
M_{gser}	6.12	7.02	5.7
M_{pser}	8.06	8.97	10.27
y	4.194	3.842	4.194
I_0	19265.1	18326.3	19265.1
I	9489.44	80239.7	9489.44
ρ	0,015	0,013	0.015
σ_{sj}	79,438	96,334	79.438
σ_{sg}	133,561	185,786	124.395
σ_{sp}	175,899	237,395	224.129
μ_{sj}	0,473	0,470	0,4723
μ_{sg}	0,643	0,678	0,622
μ_{sp}	0,715	0,738	0,768
I_{fij}	9151.7	7759.8	9151.7
I_{fig}	7599.5	6099.3	7759.2
I_{fip}	7090.6	5748.18	6755.9
I_{fvg}	11802.8	10488.3	12521.2
f_{ij}	1,9	2,312	1,961
f_{ig}	3,970	5,673	3,621
f_{ip}	5,604	7,693	7,494
f_{vg}	7,326	9,899	6,732
Δf_t	7	9,60	8,644
f_{adm}	10	10	10
Observation	V érifie	V érifie	V érifie

II.4.10 Sch émas de ferrailage

Tableau II.26 Sch émas de ferrailage des poutrelles par niveaux

niveau	Appui de rive	Trav ée	Appui interm édiaire
Terrasse inaccessible			On n'a pas des appuis interm édiaires dans ce niveau
Terrasse accessible			

Etage courant			
Balcon à corps creux			

II.4.11 Ferrailage de la dalle de compression :

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{500} \times 100 = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{figure Ferrailage de la dalle de compression}$$

$$\text{Soit} \begin{cases} A_{\perp} = 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow st = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} & \text{CBA93(Art B. 6. 8. 2. 3)} \\ A_{\parallel} = 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow st = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} & \text{CBA93(Art B. 6. 8. 2. 3)} \end{cases}$$

On adopte un treillis à haute adhérence de mailles (150 × 150)mm²

II.5 Calcul de plancher à dalle plaines

II.5.1 Calcul d'une dalle plane sur trois appuis (D₂)

$$l_x = 1.35 \text{ m} ; \quad l_y = 2.85 \text{ m} ; \quad e = 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.47 > 0.4 \quad (\text{la dalle travail dans les deux sens})$$

$$q_u = (1.35 \times (4.6 + 2.83) + 1.5 \times 1.5) \times 1 = 12.28 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (4.6 + 2.83 + 1.5) \times 1 = 8.93 \text{ KN/ml}$$

II.5.2 Les sollicitations

• **A l'ELU :**

$$1.35 < \frac{2.85}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 12.281 \times \frac{1.35^2}{2} \times 2.85 - 2 \times \frac{12.281 \times 1.35^2}{3} = 11.75 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 12.281 \times \frac{1.35^3}{6} = 5.036 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 11.75 = 9.988 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 5.036 = 4.281 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui: $\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times 11.75 = -3.525 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times 5.035 = -1.512 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **A l'ELS**

$1.35 < \frac{2.85}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0X} = 8.93 \times \frac{1.35^2}{2} \times 2.85 - 2 \times \frac{8.93 \times 1.35^2}{3} = 8.544 \text{ KN.m} \\ M_{0Y} = 8.93 \times \frac{1.35^3}{6} = 3.669 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en travée : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 8.544 = 7.263 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 3.669 = 3.113 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui: $\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times 8.544 = -2.563 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times 3.669 = -1.098 \text{ KN.m} \end{cases}$

II.5.3 Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bonde de 1 m ($b \times e$)=(1 × 0.12)m²

❖ **Armature en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} \Rightarrow \begin{cases} \mu_{bu}^x = 0.071 \\ \mu_{bu}^y = 0.030 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \begin{cases} \alpha_x = 0.091 \Rightarrow z = 9.634 \text{ cm} \\ \alpha_y = 0.038 \Rightarrow z = 9.847 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A = \frac{M_u}{z f_{st}} \Rightarrow \begin{cases} A_x^t = 2.980 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 1.249 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Armature en appui**

$$\begin{cases} \mu_{bu}^x = 0.025 \\ \mu_{bu}^y = 0.011 \end{cases} ; \begin{cases} \alpha_x = 0.032 \\ \alpha_y = 0.013 \end{cases} ; \begin{cases} z = 9.873 \text{ cm} \\ z = 9.946 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A = \frac{M_u}{z f_{st}} \Rightarrow \begin{cases} A_x^a = 1.026 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 0.437 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$e = 12 \text{ cm} ; \rho = 0.47 > 0.4$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.47}{2}\right) \times 100 \times 12 = 1.214 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2$$

Tableau II.27 Choix des armatures

		$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
XX'	Travée	2.98	1.214	4HA10 = 3.16

	Appui	1.249	0.96	3HA8 = 1.51
YY'	Trav ée	1.026	1.214	3HA8 = 1.51
	Appui	0.437	0.96	2HA8 = 1

❖ **Espacement des barres**

// $l_x: s_t \leq \min(3e; 33) = 33\text{cm} \Rightarrow s_t = 25\text{ cm}$

// $l_y: s_t \leq \min(4e; 45) = 45\text{cm} \Rightarrow s_t = 25\text{ cm}$

❖ **V érification de cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{12.28 \times 1.35}{2} \times \frac{2.85^4}{2.85^4 + 1.35^4} = 7.89 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{12.28 \times 2.85}{2} \times \frac{1.35^4}{1.35^4 + 2.85^4} = 0.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.89}{1 \times 100} = 0.0789 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

❖ **Etat limite de compression du béton**

❖ **Tableau II.28** Choix des armatures

	$M_t(\text{KN. m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Sens xx'	7.26	2.576	3033.47	6.168	15	V érifie
Sens yy'	3.11	1.758	1454.81	3.761	15	V érifie

II.4.4 V érification de la fl èche :

Sens xx' :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{135} = 0.08 > 0.063 \quad \text{V érifiee} \\ \frac{3.16}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C. v érifiee} \end{array} \right.$$

La v érification de la fl èche n'est pas n écessaire

Sens yy' :

$$\frac{12}{285} = 0.042 < 0.063 \quad \text{C. non v érifiee}$$

⇒ On doit v érifier la fl èche

Tableau II.29 v érification de la fl èche dans le sens yy'

Evaluation des moments en trav ée						
q_{jser}	q_{gser}	q_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	
3	4.6	6.1	1.046	1.603	2.126	
Propri ét é de la section						
Y	I_0	ρ	λ_i	λ_v	E_i	E_v
0.1913	14762.4	0.00151	13.907	5.563	32456.596	10818.865
Contrainte						
σ_{sj}		σ_{sg}		σ_{sp}		
73.968		113.417		150.401		
Inertie fictives						
μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	$I_{fv g}$

0	0	0	16238.6	16238.6	16238.6	16238.6
Evaluation des flèches						
f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}			
0.161	0.247	0.328	0.741			
$\Delta f = 0.661 \text{ mm} < 5.7 \text{ mm}$						
La flèche est vérifiée						

II.5.4 Schéma de ferrailage de la dalle D_2 :

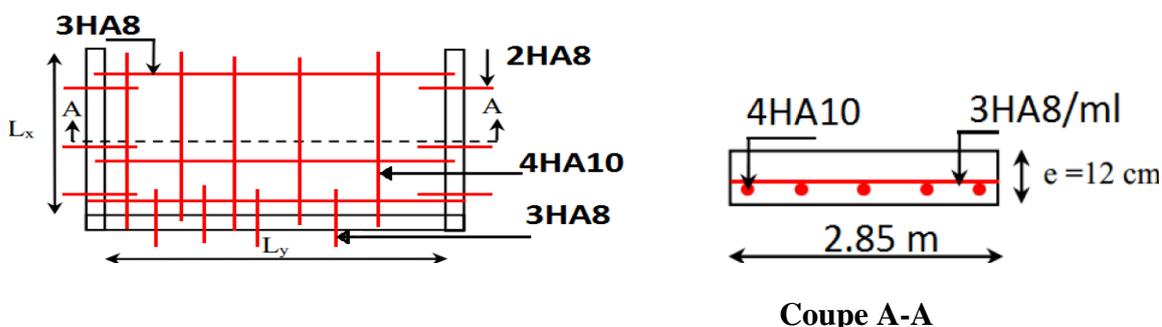


Figure II.13. Schéma de ferrailage (D_3)

II.5.5 Résumé des calculs :

Tableau II.30 Calcul des sollicitations et de ferrailage

Type de dalle	localisation	ρ	Sollicitations maximales à l'ELU		Section de ferrailage adopté (cm^2)	
			M_a (KN.m)	V_u (KN)	A_{adop}	$A_{répartition}$
D_1	Etage 3	0.2	9.130	14.53	4HA10 = 3.16 $S_t = 20\text{cm}$	4HA8 = 2.01 $S_t = 20\text{cm}$
D_2	Entre sol 3,2,1+ RDC	0.28	13.12 08	17.394	6HA10 = 4.74 $S_t = 15 \text{ cm}$	4HA8 = 2.01 $S_t = 20\text{cm}$

Tableau II.31 Tableau récapitulatif des vérifications

Type de dalle	Vérification de cisaillement	Vérification des contraintes à l'ELS	Etat limite d'ouverture des fissures
D_1	$0.14529 < 1.25$	$4 < 15$	$101.77 < 201.63$
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée
D_2	$0.174 < 1.25$	$6.668 < 15$	$219,923 > 201.63$
observation	vérifiée	vérifiée	Non vérifiée

Pour la dalle (D_2) on doit recalculer la section de ferrailage à l'ELS :

$A_{ser} = 5.17 \text{ cm}^2$ On adopte 5HA12 = 5.65 cm^2

Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de la flèche pour la dalle D_1 et D_2

$$D_1 \begin{cases} \frac{12}{140} = 0.08 > 0.063 \quad C. \text{ vérifiée} \\ \frac{4.75}{100 \times 12} = 0.004 < 0.012 \quad C. \text{ vérifiée} \end{cases}$$

$$D_2 \begin{cases} 0.08 > 0.062 \quad C. \text{ vérifiée} \\ 0.005 < 0.012 \quad C. \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

Schéma de ferrailages des dalles D_1 et D_2

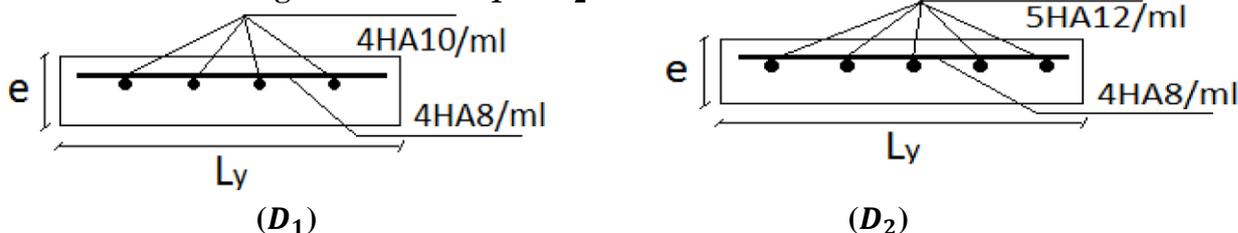


Figure II.14 schéma de ferrailage des dalles (D_1 et D_2)

II.6. Etude des escaliers.

$G_v = 7,43 \text{ KN/m}^2$ $G_p = 5,36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

a) Calcul des sollicitations

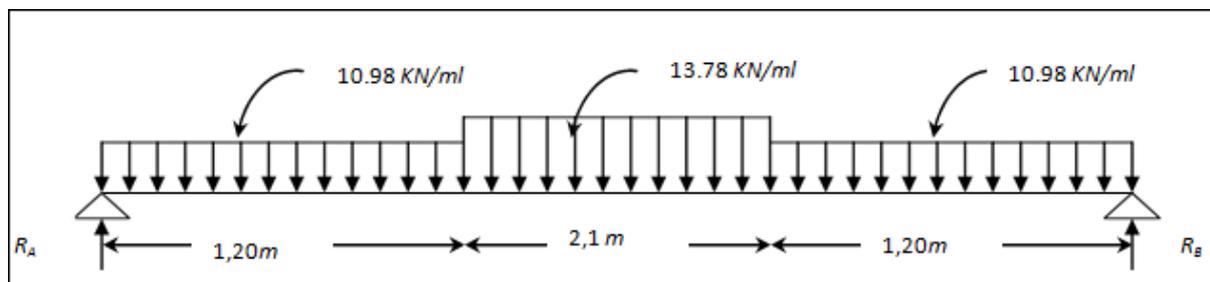


Figure II.15. Schéma statique de l'escalier

A L'ELU

Volée : $q_v = 1.35 * 7,43 + 1.5 * 2.5 = 13,78 \text{ KN/m}$

Palier : $q_p = 1.35 * 5,36 + 1.5 * 2.5 = 10,98 \text{ KN/m}$

A L'ELS

Volée : $q_v = 7,43 + 2.5 = 9,93 \text{ KN/m}$.

Palier : $q_p = 5,36 + 2.5 = 7,86 \text{ KN/m}$.

Tableau II.32 Evaluation des Sollicitations dans d'escalier

	$q_{eq}(\text{KN.m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t^{max}(\text{KN.m})$	$M_A = M_B^{max}(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
<i>ELU</i>	12,38	32,87	24,652	16,435	27,653
<i>ELS</i>	8,89	23,63	20,098	9,456	25,265

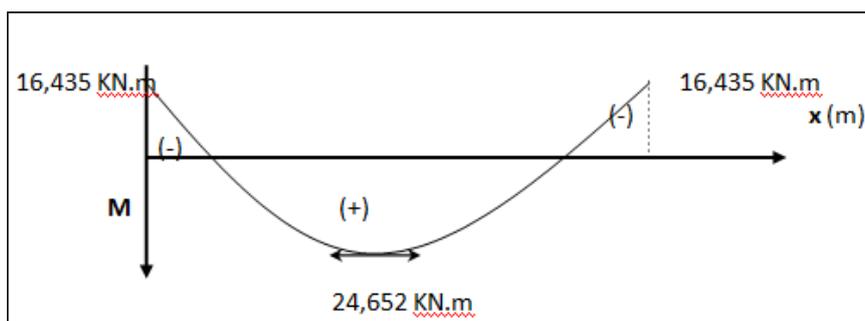


Figure II.16.Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

Calcul du Ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \cdot h$) = $(100 \cdot 15) \text{ cm}^2$; $d = 13 \text{ cm}$.

Tableau. II.33 Ferrailage de l'escalier

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
En Travée	24,652	0,103	0,136	0,123	5,766	6HA12 =6,79	16,67
En appui	20,098	0,063	0,09	0,125	3,769	5HA10=3,93	20

• **Les armatures de répartition**

$A_r = A_s / 4 \Rightarrow$ En travée : $A_r = 6,79 / 4 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

En appui : $A_r = 3,93 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on adopte : 4HA10 = 3,14 cm^2 ; $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification a l'ELU**

• **la condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,13 \cdot 2,1 / 400 \Rightarrow A_{min} = 1,56 \text{ cm}^2$

On a $A_{cal} > A_{min}$ condition vérifiée.

• **L'effort tranchant :**

$\tau_u \leq (\bar{\tau}_u = \min (0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa})$.

$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{27,653 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,213 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

• **Des armatures longitudinales au cisaillement :**

$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$.

$$A_s \geq \left[27,653 * 10^{-3} + \frac{16,43 * 10^{-3}}{0,9 * 0,13} \right] * \frac{1,15}{400} = 4,83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > 4,83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Ecartement des barres :**

-armatures principales : $S_{\max} \leq \min (3 * h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{\max} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

-armatures secondaires : $S_{\max} \leq \min (4 * h ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_{\max} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

❖ **Vérification à l'ELS**

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Etat limite de compression du béton :**

En travée

$$(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$Y = 3,1 \text{ cm} ; I = 5,5087 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 10,965 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

En appuis

$$Y = 2,5 \text{ cm}$$

$$I = 3,8448 * 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 6,186 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$\checkmark A_t^x \leq \frac{2 * b * d}{f_e}$$

A.N :

$$e = 15 \text{ cm} \geq \max (0,0375 ; 0,0425 * 4,5) = 19,13 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_t^x = 3,93 \leq 6,5 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Commentaire : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de l'escalier :

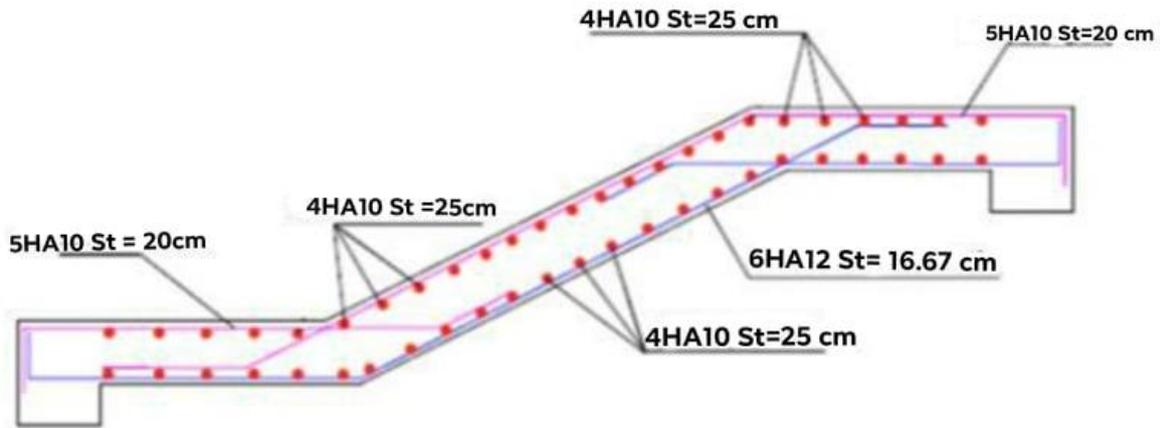


Figure. II.17Schéma de ferrailage de l'escalier.

II.7 Etude de la poutre pali ère

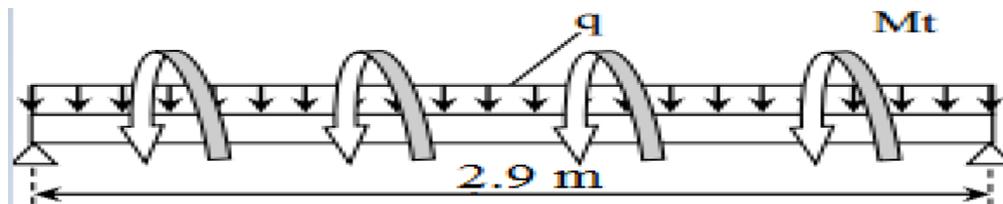


Figure II.18sch éma statique de la poutre pali ère

II.7.1 D éfinition des charges

La poutre pali ère est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.62 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 27.65 \text{ KN} \\ ELS: R_{BS} = 19.86 \text{ KN} \end{cases}$
- Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2$ provoqué par la flexion simple

II.7.2 Calcul des sollicitations

$$q = \begin{cases} ELU: q_u = 1.35 \times g_0 + R_{Bu} = 31.20 \text{ KN} \\ ELS: q_s = g_0 + R_{BS} = 22.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Moment : } M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 32.80 \text{ KN} \cdot \text{m} \begin{cases} M_{tu} = 27,88 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{au} = -16.4 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Effort tranchant : $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 45.24 \text{ KN}$

II.7.2.1 Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau II.34 Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S)

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	Z (m)	$A_{f.s}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{f.s}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	27.88	0.064	0,31	2,59	1,16	V é r i f i é
Appui	16.4	0.038	0,31	1,50	1,16	V é r i f i é

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{45.24}{0.30 \times 0.32} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 5\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule A_{trans}

- $A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2$
- $A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} = 0 \text{ cm}^2$

$$A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la torsion :**

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset/6$) car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.
 $\emptyset = \min(b, h)$: diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

$$e = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 705.04 \text{ cm}^2$$

$U = 2 \times (b + h) = 130 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -16,43 \times \frac{2.9}{2} = -23,82 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{23.82 \times 1.3 \times 10^{-3}}{2 \times 0.071 \times 384} = 6.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

On prend $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{23.82 \times 0.15 \times 10^{-3}}{2 \times 0.071 \times 384} = 0.72 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{23.82 \times 10^{-3}}{2 \times 0.071 \times 0.058} = 2.89 \text{ MPa}$$

La vérification à faire est :

$$\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau} = 3.3 \text{ MPa}$$

avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{tor^2} \times \tau^{FS^2}} = \sqrt{2.89^2 \times 0.47^2} = 2.93 \text{ MPa}$

➤ **Ferrailage globale :**

- **En trav é :** $A_{st} = A_{trav}^{FS} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 2.59 + \frac{6.27}{2} = 5.93 \text{ cm}^2$

On ferraille avec 3HA14 + 2HA12 = 6.88cm²

- **En appui :** $A_{sa} = A_a^{FS} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.5 + \frac{6.27}{2} = 4.64 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm²

- **Armature transversale**

$$A_{tan} = A_{tan}^{fs} + A_{tan}^{tor} = 0.45 + 0.72 = 1.17 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec : 4HA8 = 2 .01 cm²

II.7.2.2 Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes :**

$$q_s = g_0 + R_{BS} = 22.48 \text{ KN}$$

Moment : $M_{0s} = \frac{l^2 q_s}{8} = 23.63 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} M_{ts} = 20.09 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -11.82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.35 Vérification des contraintes à l'ELS

position	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Trav é	20.09	10	43540	4.64	15	V éri fi é
appui	11.82	12.31	63433	2.29	15	v éri fi é

- **Vérification de la fl èche :**

La fl èche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observ ées :

1. $h \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}) \times l \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 24.65 \text{ cm} \dots\dots\dots$ V éri fi é
2.
3. $A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 6.88 \text{ cm}^2 < 10.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ V éri fi é
4. $L = 2.9 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ V éri fi é

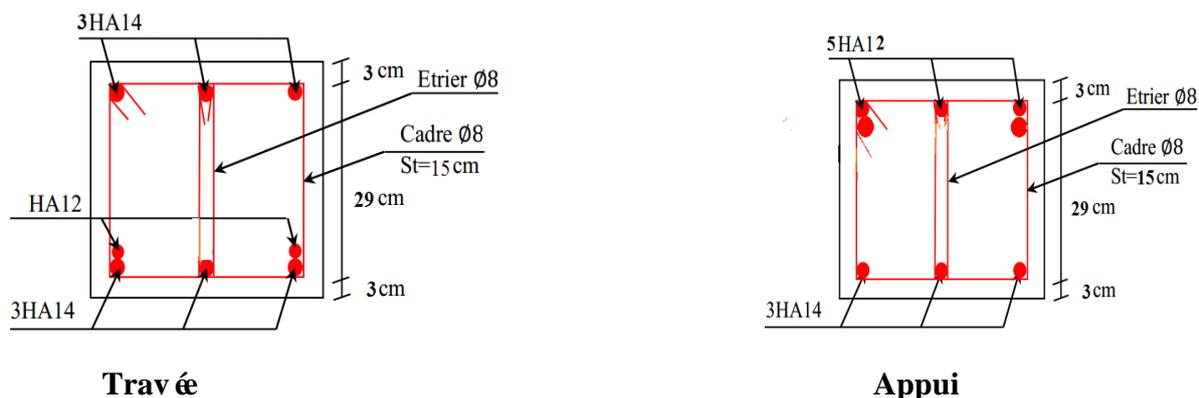


Figure. II.19 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

II.8 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse) et sur les terrasses inaccessibles dans les autres niveaux. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

II.8.1 Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{acr} = 60 \times 10 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation Q = 1.00 KN/ml

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

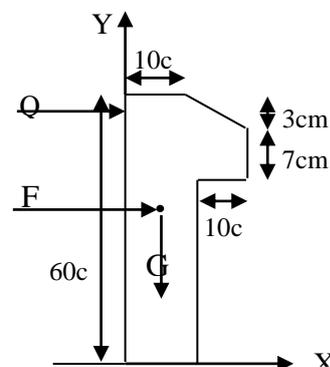


Figure. II.20. Coupe transversale de l'acrotère.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

II.8.1.1. Charge verticale :

Tableau II.36 Charge permanente revenant à l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)

60	10	0.0685	1.7125	0.16	1.8725	1
----	----	--------	--------	------	--------	---

II.8.1.2 : Charge horizontale (Charge sismique) :

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99** (Tableau 4 .1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99** (Tableau 6.1)

W_P : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 1.8725KN / ml. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8725 \Rightarrow F_p = 0.9KN$$

II.8.2 : Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de pression :

$$\begin{cases} X_c = 6.2cm \\ Y_c = 33.01cm \end{cases}$$

Moment engendr épas les sollicitations :

$$M_g = 0KN.m$$

$$M_q = 0.6KN.m$$

$$M_{fp} = 0.3KN.m$$

L'acrotère est soumis à :

Tableau II.37 Combinaisons d'action de l'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
--	---------------	------------	------------

Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	1.88	2.54	1.88
M (KN.m)	0.9	0.9	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365 m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

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

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2\text{cm} ; 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

II.8.3 : Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

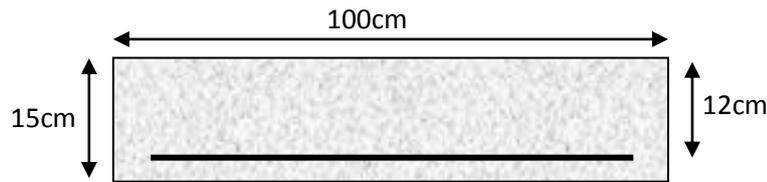


Figure. II.21.Section à ferrailler.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{\times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.116\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

✓ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ **V é r i f i c a t i o n a u c i s a i l l e m e n t :**

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

$$V_u = F_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.028 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 2.5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.028 \text{ MPa.} < \tau = 2.5 \text{ MPa.}$Pas de risque de cisaillement.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Espacement :**

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

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **V é r i f i c a t i o n d e l' a d h é r e n c e :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

V é r i f i c a t i o n à l' E L S :

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

✓ **V é r i f i c a t i o n d e s c o n t r a i n t e s :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y / \mu_t ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprim ée de la section.

$$e_1 = (M_{ser}/N_{ser}) + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}$.

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^3$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

✓ **Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

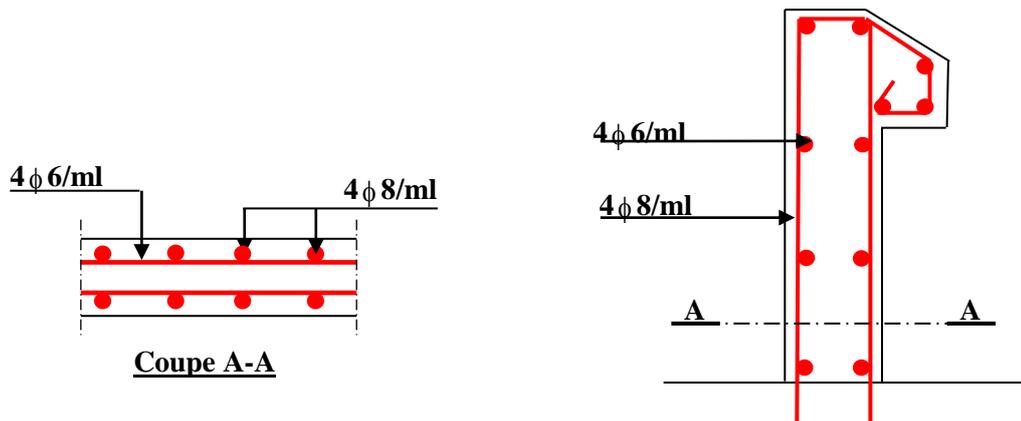


Figure. II.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

Chapitre III :
Modélisation et
analyse sismique du
bâtiment

Chapitre III : Modélisation et analyse sismique du bâtiment

Introduction

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil dans une zone sismique (zone IIa dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion,...etc.). La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume des calculs. L'utilisation d'un logiciel approprié en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple «SAP2000, ETABS, Robot Millenium,... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'étudier et d'analyser un bâtiment de (3entre sol+RDC+5 étage avec duplex) contreventé par un système mixte voile/portique avec justification de l'interaction en utilisant le logiciel **ETABS 2016**.

III.1 Méthode de calcul :

Le règlement parasismique (RPA 99/2003) préconise trois méthodes de d'analyse du comportement sismique de la structure:

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

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)

III.1.1 Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.1.2 Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

III.1.3 Modélisation

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « frame » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (*column* pour les poteaux et *Beam* pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « Shell » sont utilisés pour la modélisation des planchers (corps creux et dalles pleines), les voiles (voiles de

Chapitre III : Modélisation et analyse sismique du bâtiment

contreventement et voiles périphériques) ainsi que escaliers (*volée + palier*) et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) utilisant l'option «diaphragme ». Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques. Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques (Shell load - Uniform load sets), et le chargement sismique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y). Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003)

$$m = M_G + \beta M_Q \quad \text{m(RPA 99- Relation 4.5)}$$

– M_G : masse due aux charges permanentes (poids propre des éléments compris)

– M_Q : masse due aux charges d'exploitations

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, égal à 0.2 dans notre cas.

La poussée des terres sur les voiles de soutènements est prise en compte sous forme de charge triangulaire appliquée directement sur les voiles de soutènement (shell-load-nonuniform)

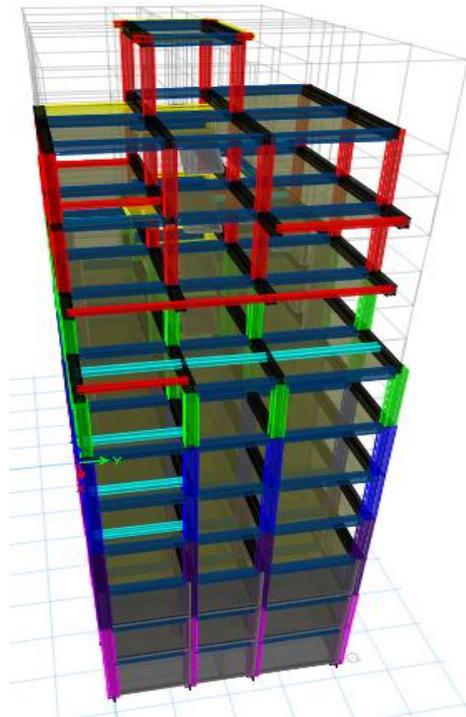


Figure III.1 Modélisation 3D de la structure sur ETABS

III.1.4 Disposition des contreventements

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le RPA99/2003, plusieurs variantes de disposition des voiles ont été analysées. Compte tenu de l'irrégularité bidirectionnelle en élévation du bâtiment et du parti architectural très restrictif de notre projet, nous sommes confrontés à la contrainte de conception parasismique car la structure n'offre pas beaucoup de possibilités d'emplacement des voiles de contreventement. Avant d'arriver à la disposition concluante de la figure III.2, plusieurs variantes ont été analysées avec des conclusions infructueuses vis-à-vis des exigences du RPA99/v2003.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure III.2 suivante :

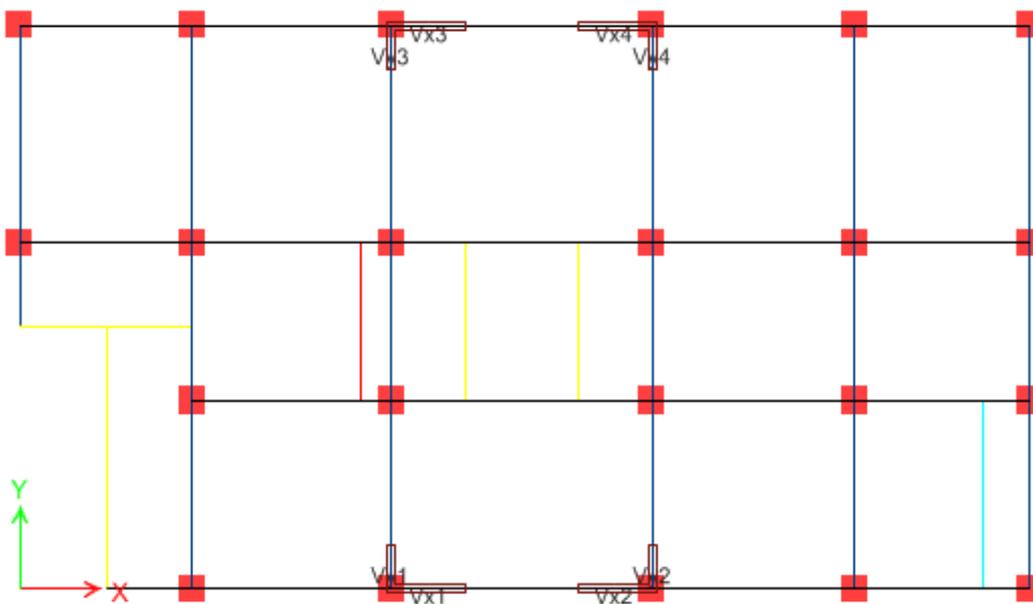


Figure III.2 Disposition des voiles de contreventement

III.1.5 Spectre de réponse

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

Tel que :

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: accélération de la pesanteur

$A = 0.15$: coefficient d'accélération de la zone IIa pour un groupe d'usage 2

η : facteur de correction d'amortissement, il est en fonction de pourcentage d'amortissement critique (ξ)

Pour : $\xi = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.882$$

$R = 5$: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (RPA99 ver 2003. Tab 4.3)

Q : facteur de qualité de la structure en fonction de la pénalité p_q :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau III.1 Valeur des pénalités p_q

N°	Critère (P_q)	Observé		pénalité	
		X	Y	X	Y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	non	non	0.05	0.05
2	Redondance en plan	non	non	0.05	0.05
3	Régularité en plan	non	non	0.05	0.05
4	Régularité en élévation	non	non	0.05	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	oui	oui	0	0
6	Contrôle d'exécution	oui	oui	0	0

En sommant l'ensemble des coefficients de pénalisation, on obtient :

$$Q = 1.2$$

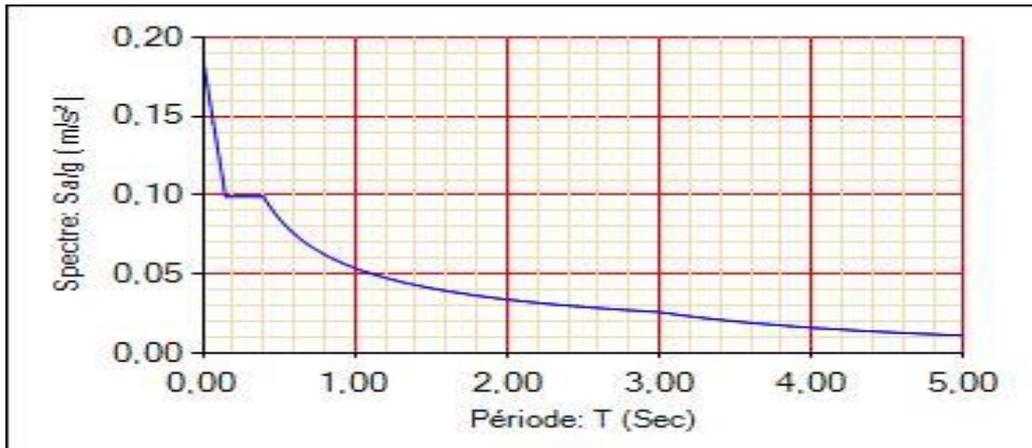


Figure III.3 spectre de réponse

III.3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Tableau III.2 Mode et périodes de vibration et taux de participation massique

Modes	périodes (s)	U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
mode 1	0,72	1,26E-05	0,75	1,26E-05	0,75
mode 2	0,56	0,76	0,0001	0,761	0,75
mode 3	0,50	0,003	0,03	0,762	0,78
mode 4	0,26	3,99E-06	0,10	0,762	0,88
mode 5	0,22	0,10	0,0001	0,856	0,88
mode 6	0,20	0,002	0,002	0,859	0,8782
mode 7	0,16	1E-04	0,04	0,859	0,9179
mode 8	0,14	0,05	3,60E-05	0,908	0,9179
mode 9	0,13	0,0002	1,36E-05	0,908	0,9179
mode 10	0,11	0,0003	0,02	0,909	0,9407
mode 11	0,10	0,02	0,0007	0,925	0,9414
mode 12	0,09	3,55E-05	0,09	0,925	0,9499

Ces résultats traduisent ce qui suit :

- Le premier mode est mode de translation selon l'axe de directions Y ;
- Le deuxième mode est un mode de translation selon l'axe de direction X ;
- Le troisième mode est mode de rotation selon l'axe de direction Z ;
- La condition du **RPA99 (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 7^{ème} mode dans la direction Y et au 8^{ème} mode dans la direction X

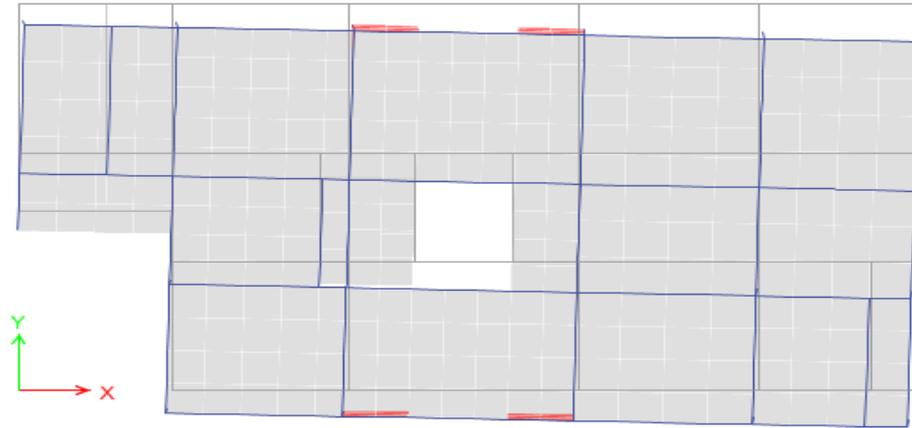


Figure III.5 1^{er} mode (translation suivant y)

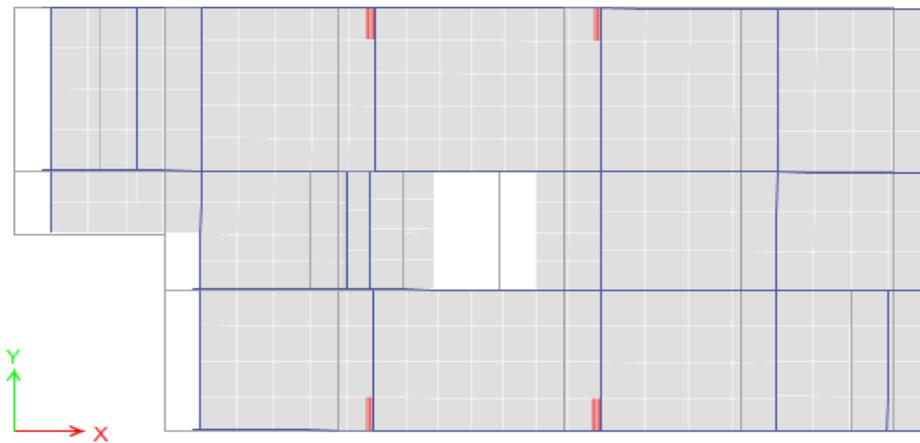


Figure III.6 2^{ème} mode (translation suivant X)

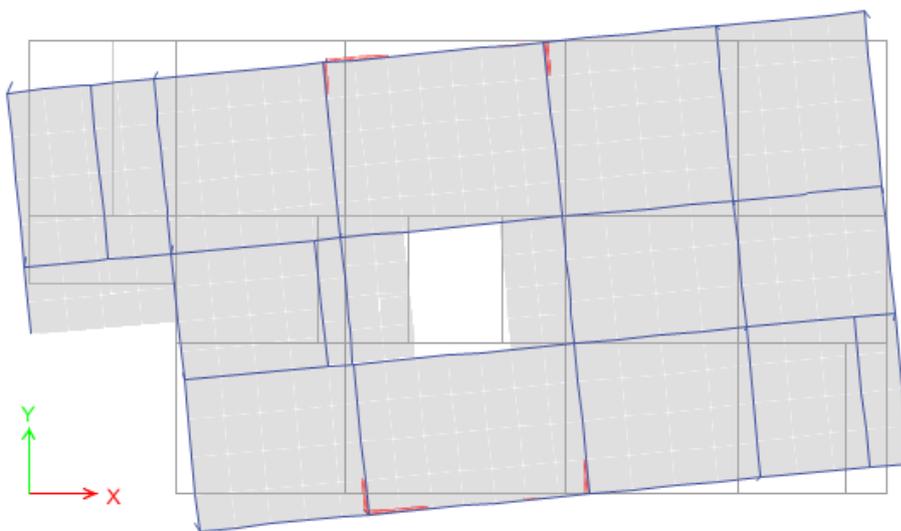


Figure III.7 3^{ème} mode (rotation suivant Z)

III.3.1 Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article 3.4.4.a du RPA99/version2003 exige pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations dues aux charges horizontales

➤ Sous charges verticales

Après exploitation des résultats des calculs numériques, les taux d'efforts normaux (ELS) repris par les portiques et les voiles de contreventement sont récapitulés dans le tableau ci-dessous (Tableau III.3). On dénote que l'interaction voiles- portiques sous l'effet des charges gravitaires est vérifiée dans tous les niveaux conformément aux stipulations du RPA99/v2003)

Tableau III.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques \geq 80%	Voiles \leq 20%
Entre sol 3	23686,89	4496,80	84,04	15,95
Entre sol 2	20840,55	3956,03	84,05	15,95
Entre sol 1	17951,43	3653,64	83,09	16,91
RDC	15030,41	3134,43	82,74	17,26
1 ^{er} étage	11930,66	2774,56	81,13	18,87
2 ^{ème} étage	9169,30	2226,45	80,46	19,53
3 ^{ème} étage	6648,85	1677,13	79,86	20,14
4 ^{ème} étage	4389,88	1038,765	80,86	19,13
5 ^{ème} étage	1439,57	0	100	0
duplex	23686,89	0	100	0
Terrasse	304,38	0	100	0

➤ Sous charges horizontales

Les résultats obtenus à partir du logiciel ETABS 2016 sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

	Charges reprises selon X (KN)		Pourcentages repris (%)		Charges reprises selon Y (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	voile	portique \geq 25%	Voile \leq 75%	portique	voile	portique \geq 25%	voiles \leq 75%

Chapitre III : Modélisation et analyse sismique du bâtiment

Entre sol 3	-372,92	-381,59	49,66	50,34	434,24	151,31	74,16	25,84
Entre sol 2	-364,53	-319,53	54,84	45,16	428,71	132,62	76,37	23,63
Entre sol 1	-363,93	-286,31	56,89	43,11	392,01	130,95	74,96	25,04
RDC	-359,06	-234,19	61,42	38,59	375,29	103,97	78,31	21,70
1 ^{er} étage	-292,13	-229,26	56,85	43,15	306,51	112,46	73,16	26,84
2 ^{ème} étage	-253,71	-182,23	59,06	40,94	259,49	92,29	73,76	26,24
3 ^{ème} étage	-188,37	-155,21	55,55	44,45	202,40	77,05	72,48	27,57
4 ^{ème} étage	134,20	-125,83	49,56	50,44	127,41	69,71	64,64	35,36
5 ^{ème} étage	131,42	0	100	0	117,07	0	100	0
duplex	64,88	0	100	0	56,977	0	100	0
Terrasse	29,89	0	100	0	23,57	0	100	0

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal

III.3.2 vérification de l'effort normale réduit

Le RPA99/2003 (Art7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul avec les combinaisons accidentelles qui est limitée par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Telle que

Tableau III.5 Vérification de l'effort normale réduit

NIVEAU	type de poteau	B (cm)	N_d (KN)	v	observation
Entre sol 3 et 2	55/50	2750	1856,80	0,27	Vérifié
Entre sol 1 et RDC	50/50	2500	1419,96	0,23	Vérifié
RDC et Etages 1	45/45	2025	1049,19	0,21	Vérifié
Etages 2 et 3	45/40	1800	714,95	0,16	Vérifié
Etage 4 et 5	40/35	1400	407,94	0,17	Vérifié
terrasse accessible	35/35	1225	233,99	0,08	Vérifié

III.4 Calcul de la période fondamentale de la structure

Chapitre III : Modélisation et analyse sismique du bâtiment

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

- $T = C_T \times H_N^{3/4}$
- $T = 0.09 \times H_N / \sqrt{D}$

$H_N = 32.35 \text{ m}$: Hauteur total de bâtiment (sans considérer l'acrotère)

$C_T = 0.05$: Coefficient, dépend de système de contreventement, du type de remplissage donné par RPA99/2003 (tableau 4.6)

D : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul

Tel que $\begin{cases} D_X = 19.40 \text{ m} \\ D_Y = 10.75 \text{ m} \end{cases}$

Donc $\begin{cases} T_X = \min(0,678 ; 0,661) \text{ s} \\ T_Y = \min(0,678 ; 0,888) \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_X = 0.661 \text{ s} \\ T_Y = 0.678 \text{ s} \end{cases}$

D'après l'article 4.2.4 de RPA99/2003, la période calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée par la formule empirique appropriée de plus de 30%.

Tableau III.6Vérification de la période fondamentale

Période	T_{emp}	T_{dyn}	$1.3 \times T_{emp}$	Observation
T_X	0.66	0.72	0.86	Vérifié
T_Y	0.68	0.56	0.88	Vérifié

III.5 Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base :

Selon le **RPA 99/2003 (article 4.3.6)** la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0,8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $0.8V_{st}/V_{dyn}$

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

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

Avec :

$$A = 0.15$$

D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

Tableau III.7 Facteur d'amplification dynamique

	T_2	T	η	D
Sens x-x	0.4	0.66	0.88	1,58
Sens y-y	0.4	0.68	0.88	1,55

Coefficient de pondération: $Q_x = Q_y = 1.2$

$$W = 11371.56 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{stx} = 645.79 \text{ KN} \\ V_{sty} = 634.83 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III.8 Vérification de la résultante des forces sismiques

	V_{st}	V_{dyn}	$0.8 \cdot V_{st}$	Observation
Sens x-x	645,79	753,62	516,64	v é r i f i é
Sens y-y	634,82	651,25	507,86	v é r i f i é

III.6 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 de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à:

$$\Delta K = \delta k - \delta k-1 \quad (\text{RPA99 (Article 4.4.3)})$$

$$\text{Avec : } \delta k = R \times \delta e_k \quad (\text{RPA 99 (Article 4.4.3)})$$

δe_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

h_K : étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.9 vérification de déformation selon l'axe x-x

Niveau	δ_{ek} (cm)	$\delta k = R \times \delta_{ek}$	Δk (cm)	$0,01 \cdot h_e$ (cm)	Observation
terrasse acc	1.2	6	0.5	2,89	v é r i f i é
duplex	1.1	5.5	0	2,89	v é r i f i é
5 ^{ème} étage	1.1	5.5	0.5	2,89	v é r i f i é
4 ^{ème} étage	1.0	5.0	0.5	2,89	v é r i f i é

Chapitre III : Modélisation et analyse sismique du bâtiment

3 ^{ème} étage	0.9	4.5	0.5	2,89	v é r i f i e
2 ^{ème} étage	0.8	4.0	1.0	2,89	v é r i f i e
1 ^{ème} étage	0.6	3.0	0.5	2,89	v é r i f i e
RDC	0.5	2.5	0.5	2,89	v é r i f i e
entre sol 1	0.4	2.0	1.0	2,89	v é r i f i e
entre sol 2	0.2	1.0	0.5	2,89	v é r i f i e
entre sol 3	0.1	0.5	0.5	3,4	v é r i f i e

Tableau III.10 Vérification de déformation selon l'axe y-y

Niveau	δ_{ek} (cm)	δk $= R \times \delta_{ek}$ (cm)	Δk (cm)	$0,01 * h_e$ (cm)	Observation
terrasse acc	1,30	6,50	0	2,89	V é r i f i e
duplex	1,30	6,50	0,50	2,89	V é r i f i e
5 ^{ème} étage	1,20	6,00	0,50	2,89	V é r i f i e
4 ^{ème} étage	1,10	5,50	0,500	2,89	V é r i f i e
3 ^{ème} étage	1,00	5,00	1,00	2,89	V é r i f i e
2 ^{ème} étage	0,80	4,00	0,50	2,89	v é r i f i e
1 ^{ème} étage	0,70	3,50	0,50	2,89	v é r i f i e
RDC	0,60	3,00	1,00	2,89	v é r i f i e
entre sol 1	0,400	2,00	1,00	2,89	v é r i f i e
entre sol 2	0,20	1,00	0,50	2,89	v é r i f i e
entre sol 3	0,10	0,50	0,50	3,4	v é r i f i e

III.7 Justification vis-à-vis l'effet P-Δ (Art5.9) RPA99

Les effets du 2^{ième} 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:

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_k}{V_K \times h_k} \leq 0.1 \text{ RPA99/2003 (article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

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

h_k : Hauteur de l'étage "k".

$$p_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "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 calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Chapitre III : Modélisation et analyse sismique du bâtiment

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.11 vérification de l'effet p-delta dans le sens x-x

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	H_k (cm)	θ_k	observation
cage d'escalier	179,96	0,52	35,99	289	0,008	V é r i f i e
terrasse acc	641,46	0	123,19	289	0	V é r i f i e
duplex	851,51	0,50	233,95	289	0,012	V é r i f i e
5 ^{ème} étage	1302,66	0,50	354,36	289	0,014	V é r i f i e
4 ^{ème} étage	1653,69	0,50	487,46	289	0,016	V é r i f i e
3 ^{ème} étage	1773,61	0,50	610,83	289	0,036	V é r i f i e
2 ^{ème} étage	1964,56	0,50	726,12	289	0,023	V é r i f i e
1 ^{ème} étage	2022,66	0,50	823,96	289	0,025	V é r i f i e
RDC	2042,33	0,50	899,15	289	0,048	V é r i f i e
entre sol 1	1870,58	0,50	945,61	289	0,029	V é r i f i e
entre sol2	1937,90	0,50	973,15	340	0,028	V é r i f i e

Tableau III.12 Vérification de l'effet p-delta dans le sens y-y

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	H_k (cm)	θ_k	observation
cage d'escalier	179,96	0	29,3539	289	4,98191E-07	v é r i f i e
terrasse acc	641,46	0,50	104,56	289	0,014	v é r i f i e
duplex	851,51	0,50	200,64	289	0,014	v é r i f i e
5 ^{ème} étage	1302,66	0,50	305,46	289	0,016	v é r i f i e
4 ^{ème} étage	1653,69	1,00	418,61	289	0,038	v é r i f i e
3 ^{ème} étage	1773,61	0,50	522,11	289	0,021	v é r i f i e
2 ^{ème} étage	1964,56	0,50	618,24	289	0,028	v é r i f i e
1 ^{ème} étage	2022,66	1,00	702,05	289	0,059	v é r i f i e
RDC	2042,33	1,00	770,62	289	0,056	v é r i f i e
entre sol 1	1870,58	0,50	814,38	289	0,034	v é r i f i e
entre sol2	1937,90	0,50	839,84	340	0,033	v é r i f i e

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre sont négligés

III.8 Conclusion

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut conclure que notre bâtiment développe un comportement mécanique satisfaisant en vue de résister à différentes sollicitations exceptionnelles extérieures, tel que le séisme. Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrés dans le tableau suivant :

Chapitre III : Modélisation et analyse sismique du bâtiment

Tableau III.13 Dimensions finales des éléments structuraux

niveaux	E.S (3 et 2)	E-SOL 1+RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	Duplex	Terrasse et cage
poteaux	55/50	50/50	45/45		45/40	40/40	35/35
Voiles	15 cm						
pp	40*30						
PS	35*30						

Remarque :

Le risque d'être exposé au problème de ferrailage avec une telle épaisseur de voile de contreventement fait appel à l'utilisation de béton auto-plaçant qui n'exige pas de vibration et un coffrage en PVC.

Chapitre IV :Etude des éléments structuraux

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

IV.1 INTRODUCTION:

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

IV.2. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS dans l'ordre suivant : (RPA99/2003)

- ✓ 1.35G + 1.5Q (1).
- ✓ G + Q (2).
- ✓ G + Q ± E (3).
- ✓ 0.8 G ± E (4)

1. Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \Rightarrow N_{corr}$)
2. Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \Rightarrow M_{corr}$)
3. Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \Rightarrow M_{corr}$)

IV.2.1. Recommandations du RPA99

IV.2.1.1. Les armatures longitudinales

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal est de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- ✓ Leur pourcentage maximal est de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\Phi$ En zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1):

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_l; h_l; 60\text{cm} \right).$$

$$l' = 2 * h.$$

h_e = la hauteur d'étage.

b_l, h_l : dimension de la section transversale du poteau.

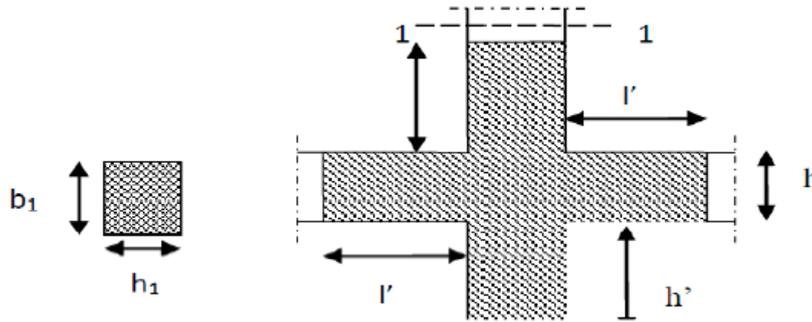


Figure IV.1 Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab IV.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entre sol 3 et 2	55*50	22	110	165
Entre sol 1 et RDC	50*50	20	100	150
Etage 1 et 2	45*45	16.2	81	121.5
Etage 3 et 4	45*40	14.4	72	108
Etage 5 et 5 duplex	40*40	12.8	64	96
terrasse	35*35	9.8	49	73.5

IV.2.1.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées en utilisant la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

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

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée à partir de la formule précédente; par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixé comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_l$

Où: Φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversale minimale :

$\frac{A_t}{t \cdot b_l}$ en % est donné comme suit :

$$A_t^{\min}=0.3\%(t*b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$A_t^{\min}=0.8\%(t*b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 3.$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'écartement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; avec a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans direction de déformation considéré, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.2.2 Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au sisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	N _{MAX} ⇒ M _{COR}		M _{MAX} ⇒ N _{COR}		N _{MIN} ⇒ M _{COR}		V _{max} (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol 3 et 2	-1878.48	46.6919	48.36	-1663.57	-479.112	-3.7352	73.75
Entre sol 1 et RDC	-1438	15.72	38.26	-780.35	-360.633	-3.5186	49.98
Etage 1 et 2	-1063.31	14.8307	42.89	-692.51	-255.72	-3.0674	51.126
Etage 3 et 4	-724.604	12.281	48.24	-112.67	-160.202	-3.8318	44.68
Etage 5 et duplex	-412.99	17.069	45.09	-264.55	-66.1076	-1.2833	52.36
terrasse	-76.39	16.11	34.04	-47.51	-17.2156	-5.2587	24.67

IV.2.3. Calcul de ferrailage

Le calcul du ferrailage est mené pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des **tableaux IV.3** Soit à calculer le poteau le plus sollicité de l'entre sol 3, avec les sollicitations suivantes :

$$N_{max} = 1878.48 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = 46.6919 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$d = 0.52\text{m}; d' = 0.03\text{m}.$$

$$eG = M/N = 0.025\text{m}$$

$eG < h/2 = 0.55/2 = 0.275\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A'). Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \geq (b) \dots\dots\dots (I).$$

$$(a) = (0.337 * h - 0.81 * d) * b * h * f_{bu}.$$

$$(b) = N * (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N * (d - h/2) = 46.6919 + 1878.48 * (0.52 - 0.55/2) = 506.919 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 * 0.55 - 0.81 * 0.03) * 0.50 * 0.55 * 14.2 = 0.628 > [1878.48 * (0.52 - 0.03) - 506.919] * 10^{-3} = 0.413$$

⇒ (I) est vérifié.

Donc la section est partiellement comprimée. Se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.264$$

$$\mu_{bu} = 0.264 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.391.$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.439 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z * f_{st}} = 33.18 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -20.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux

Tableau IV.3 Ferrailage des poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	ARPA (cm ²)	A (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
Entre sol 3 et 2	55*50	22	0	22.24	8HA16+4HA14
Entre sol 1 et RDC	50*50	20	0	20.60	8HA16+4HA12
Etage 1 et 2	45*45	16.2	0	16.84	8HA14+4HA12
Etage 3 et 4	45*40	14.4	0	16.84	8HA14+4HA12
Etage 5 et 5 duplex	40*40	12.8	0	13.57	12HA12
terrasse	35*35	9.8	3.28	13.57	12HA12

IV.2.4. Armatures transversales

On prend comme exemple le poteau (50×55) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 * 3 = 2.1 \text{ m}$$

$$\lambda_g = L_f / b = 2.1 / 0.5 = 4.2 \Rightarrow A_{Tmin} = 0.5\% t * b_1 = 0.5\% * 10 * 50 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.4 Calcul des armatures transversales dans les poteaux

Section (cm ²)	V (KN)	t zone nodale	t zone courante	λg	At (cm ²)	A _{min} (cm ²)	At ^{adop} (cm ²)	Nombre de brins
55*50	73.75	10	15	4.2	1.24	2.5	3.14	4HA10
50*50	49.98	10	15	3.486	0.24	2.5	3.14	4HA10
45*45	51.126	10	15	3.873	0.22	2.25	3.14	4HA10
45*40	44.68	10	15	4.357	0.27	2	2	4HA8

40*40	52.36	10	15	4.357	0.28	2	2	4HA8
35*35	24.67	10	15	4.98	0.44	1.75	2	4HA8

IV.2.5. Vérifications nécessaire

IV.2.5.1. Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_U = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique qui prend les valeurs :

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

$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2$ Pour $50 < \lambda \leq 70$.

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

- $\lambda = 3.46 * l_f / b$ pour les sections rectangulaires.
- $\lambda = 4 * l_f / f$ pour les sections circulaires.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 1878.48$ KN

$L_f = 2.1$ m ; $\lambda = 14.53 < 50$; $\alpha = 0.82$.

$B_r = 0.254$ m².

$$N_U = 0.82 * \left[\frac{0.254 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{22.24 * 10^{-4} * 400}{1.15} \right] = 4.49$$
 MN.

$N_d = 1.87848$ MN $< N_U = 4.49$ MN → pas de risque de flambement.

Le tableau ci-après résume les résultats de vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau IV.5 Vérifications du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_u (MN)	N_d (MN)	observations
Entre sol 3 et 2	55*50	3	2.1	14.53	0.82	22.24	0.254	4.49	1.878	vérifié
Entre sol 1 et	50*50	2.49	1.743	12.06	0.83	20.60	0.23	4.13	1.438	vérifié

RDC										
Etage 1 et 2	45*45	2.49	1.743	13.4	0.82	16.84	0.185	3.29	1.06331	v é r i f i é e
Etage 3 et 4	45*40	2.49	1.743	15.07	0.82	16.84	0.163	2.95	0.7246	v é r i f i é e
Etage 5 et 5 duplex	40*40	2.49	1.743	15.07	0.82	13.57	0.144	2.57	0.4129	v é r i f i é e
terrasse	35*35	2.49	1.743	17.23	0.81	13.57	0.109	2.02	0.0764	v é r i f i é e

IV.2.5.2. V é r i f i c a t i o n s d e s c o n t r a i n t e s

Comme la fissuration est peu nuisible dans les poteaux, donc la v é r i f i c a t i o n se fait pour la contrainte de compression dans le b é t o n seulement, cette v é r i f i c a t i o n sera faite pour le poteau le plus sollicit é à chaque niveau l à o ù il y a r é d u c t i o n de section. On doit v é r i f i e r que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \cdot V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre sup é r i e u r e .}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser} \cdot V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre inf é r i e u r e .}$$

$$S = b \cdot h + 15(A + A') \text{ (Section homog é n e).}$$

$$V = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (A' \cdot d' + A \cdot d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les r é s u l t a t s de calcul sont r é s u m é s dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6 V é r i f i c a t i o n s d e l a c o n t r a i n t e d a n s l e b é t o n d a n s l e s p o t e a u x

Niveau	Entre sol 3 et 2	Entre sol 1 et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 5 duplex	terrasse
Section (cm ²)	50*55	50*50	45*45	40*45	40*40	35*35
d (cm)	52	47	42	42	37	32
A' (cm ²)	0	0	0	0	0	0
A (cm ²)	22.24	20.60	16.84	16.84	13.57	13.57
V (cm)	24.9	22.59	20.32	20.08	18	15.31
V' (cm)	30.1	27.41	24.68	24.92	22	19.69
I _{yy'} (cm ⁴)	956818.34	719470.65	425750.2	427268.05	265532.08	161772.48
N ^{ser} (KN)	1327.92	1017.06	752.12	512.46	291.86	53.82
M ^{ser} (KN.m)	33.27	11.22	10.56	8.74	12.05	13.13
σ _{bc1} (MPa)	4.3	3.62	3.3	2.49	1.62	0.38
σ _{bc2} (MPa)	4.3	3.62	3.3	2.49	1.62	0.38
$\overline{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15	15	15
observation	v é r i f i é e	V é r i f i é e	v é r i f i é e	v é r i f i é e	v é r i f i é e	v é r i f i é e

IV.2.5.3. Vérifications aux sollicitations tangentes

D'après le **RPA99** version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d * f_{c28}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b*d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Vérifications aux sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section n (cm ²)	λg	l_f (m)	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	observations
Entre sol 3 et 2	55*50	4.2	2.1	0.040	0.52	73.75	0.283	1.00	v é r i f i é
Entre sol 1 et RDC	50*50	3.486	1.743	0.040	0.47	49.98	0.213	1.00	v é r i f i é
Etage 1 et 2	45*45	3.873	1.743	0.040	0.42	51.126	0.270	1.00	v é r i f i é
Etage 3 et 4	45*40	4.357	1.743	0.040	0.42	44.68	0.266	1.00	v é r i f i é
Etage 5 et 5 duplex	40*40	4.357	1.743	0.040	0.37	52.36	0.354	1.00	v é r i f i é
terrasse	35*35	4.98	1.743	0.040	0.32	24.67	0.220	1.00	v é r i f i é

➤ Sch é ma de ferrailage

Tableau IV.8 Sch é mas du ferrailage des poteaux

<i>Sch é mas de ferrailage des poteaux</i>	
Entre sol 3 et 2 e=3 cm	Entre sol 1 et RDC e=3 cm
Etage 1 et 2	Etage 3 et 4

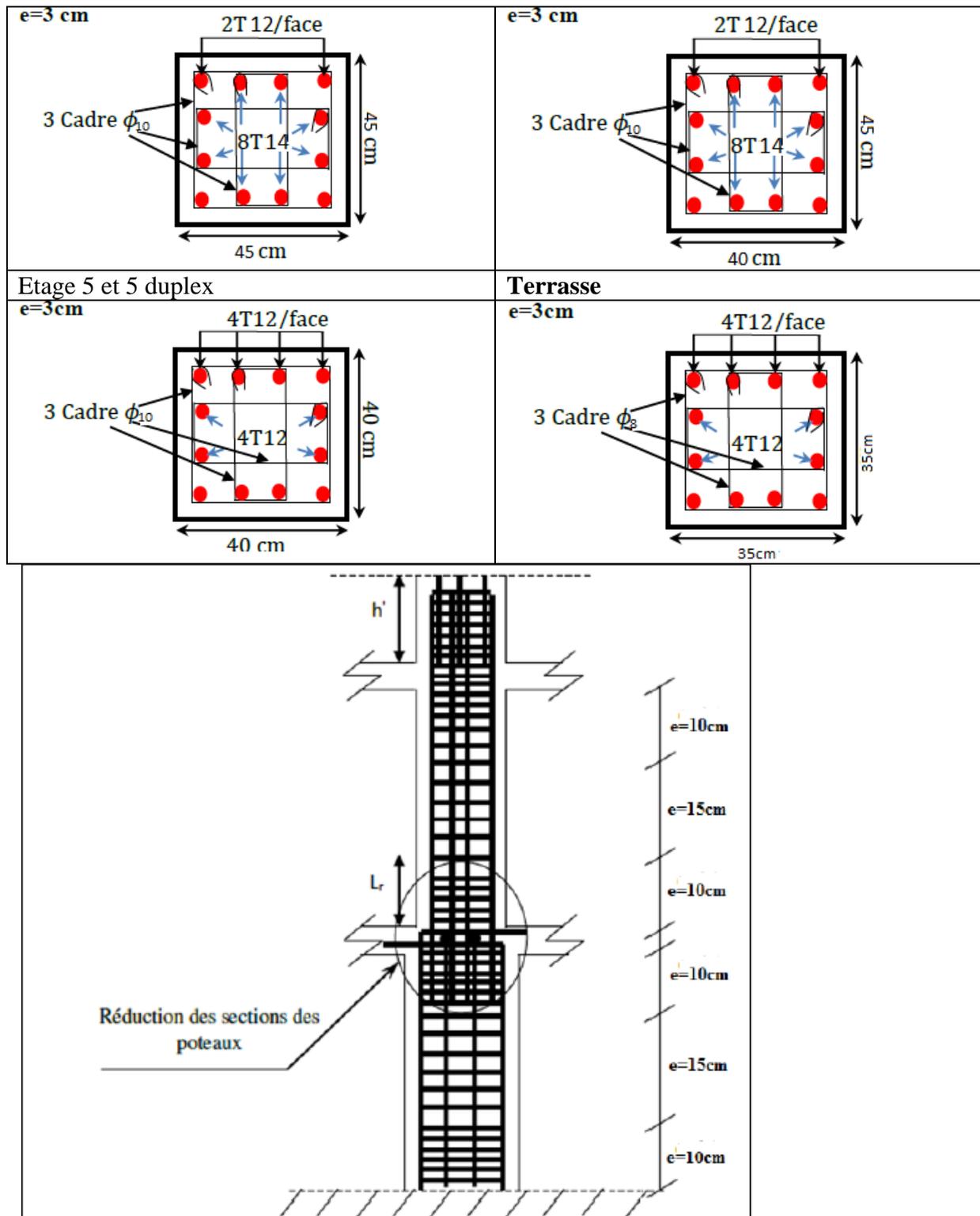


Figure IV.2. Schéma principe de ferrailage et de réduction de section de poteaux

IV.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Après détermination des sollicitations (M , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91/99** et le **CBA 93**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, V16.2 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 /2003** suivantes :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$ (1).
- ✓ $G+Q$ (2).
- ✓ $G+Q \pm E$ (3).
- ✓ $0.8 G \pm E$ (4).

IV.3.1. Ferrailage

IV.3.1.1. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone **IIa**.

Avec : Φ max : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, 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 (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée 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.

IV.3.1.2. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale.
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre Φ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

IV.3.1.3. Recommandation de BAEL 91/99

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min}=0.23*b*d*f_{t28}/f_c \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2).}$$

IV.3.1.4. Calcul du ferrailage

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée du plancher étage 2 avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 29.4 \text{ KN.m} \quad M_a = 36.86 \text{ KN.m}$$

IV.3.1.4.1. Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{65.7 * 10^{-3}}{0.3 * 0.37^2 * 14.2} = 0.113$$

$$\mu_{bu} = 0.113 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.150$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.347 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{M_a}{z * f_{st}} = \frac{65.7 * 10^{-3}}{0.347 * 348} = 5.44 \text{ cm}^2$$

IV.3.1.4.2. Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_T}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{55.94 * 10^{-3}}{0.3 * 0.37^2 * 14.2} = 0.096$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.126$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.351 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{M_T}{z * f_{st}} = \frac{55.94 * 10^{-3}}{0.351 * 348} = 4.57 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Remarque : on fait l'étude séparément pour les poutres associées au voile et non associées au voile

- **Poutres associées au voile :**

Tableau IV.9 Ferrailages des poutres principales et secondaires

niveaux	Type de poutre	localisation	Section	M max (KN.m)	V _{max} (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbre de barres
E-sol RDC	Poutre principale	Appui	30*40	-65.7	76.7	5.44	6	7.7	5HA14
		Travée		55.94		4.57		4.62	3HA14
Etages courant	Poutre secondaire	Appui	30*35	-69.72	60.61	6.86	5.25	7.7	5HA14
		Travée		35.87		3.36		4.62	3HA14

- **Poutres non associée au voile :**

Tableau IV.10 Ferrailages des poutres principales et secondaires

niveau	Type de poutre	localisation	section	M max (KN.m)	Vmax (KN)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Nbre de barres
E-sol	Poutre principale	Appui	30*40	-50.32	71.16	4.01	6	7.7	5HA14
		Travée		36.18		2.41		4.62	3HA14
RDC	Poutre principale	Appui	30*40	-46.49	51.60	4.42	5.25	5.65	5HA12
		Travée		27.38		2.55		3.39	3HA12
Etages courant	Poutre secondaire	Appui	30*35	-25.38	36.52	2.01	6	3.39	3HA12
		Travée		28.51		2.27		3.39	3HA12
terrasse	Poutre principale	Appui	30*40	-9.89	16.0	0.89	5.25	3.39	3HA12
		Travée		8.95		0.81		3.39	3HA12

IV.3.1.5. Vérification des armatures selon le RPA 99

IV.3.1.5.1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

IV.3.1.5.2. Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \Phi$ en zone IIa

$\Phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

IV.3.1.6. Les armatures transversales

✓ **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\Phi \leq \min\left(\Phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\Phi \leq \min(1.2 ; 1.14 ; 3.0)$$

$\Phi_t \leq 1.14 \text{ cm} \Rightarrow$ soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour toutes les poutres.

Calcul des espacements des armatures transversales

1. $S_t < \min (S_{t1}, S_{t2}$ et $S_{t3})$ avec:

1. $S_{t1} = \min (0.9 * d; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm}$

2. $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} \Rightarrow S_{t2} \leq 67.00 \text{ cm}$

3. $S_{t3} \leq \frac{A_t * f_e * 0.8}{b * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} \Rightarrow S_{t2} \leq 32.5 \text{ cm}$.

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 * \Phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min (10; 14.4) = 10 \text{ cm, Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm, Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 S_t . h = 0.003 * 15 * 40 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_t^{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.3.1.7. Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2)

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_c = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte tangentielle maximale : BAEL91 (Art H.III.2)**

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

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que $\tau_u = \frac{V}{b * d}$.

Fissuration peu nuisible $\bar{\tau}_u = \min (0.133 * f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 Vérifications des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	76.7	0.691	3.33	v é r i f i é
Secondaires	60.61	0.631	3.33	v é r i f i é

Donc pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)**

Appuis de rives :

$$A_l > \frac{V_u * \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1).$$

Appuis intermédiaires

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 * d} \right) \dots \dots \dots (2). \quad \gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{ MPa.}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.12 Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	M _a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	observations
Principales	7.7	76.7	65.7	2.20	-3.47	v é r i f i é
Secondaires	7.7	60.61	69.72	1.74	-5.22	v é r i f i é

IV.3.1.8. Vérifications ELS : BAEL91 (Art E.III.1) [3]

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15y(A_s + A_s') - 15(d.A_s + d'.A_s') = 0 \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau IV.13 Vérifications de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Poutres principales	Appuis	-12.26	88388	13.46	1.87	15	vérifié
	Travées	6.39	60156	10.97	0.117	15	vérifié
Poutres secondaires	Appuis	-39.42	63433	12.31	7.65	15	vérifié
	Travées	17.34	43540	10.06	4.007	15	vérifié

✓ Etat limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

1. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$; 2. $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$; 3. $\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ BAEL91 (Art B.6.5)

Tableau IV.14 Vérification de la flèche pour les poutres

	ht cm	b (cm)	L (m)	As (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 * M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 * d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.9	7.7	0.08	0.075	0.007	0.01	vérifié	vérifié	vérifié
PS	35	30	4	5.65	0.09	0.075	0.006	0.01	vérifié	vérifié	vérifié

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

IV3.1.9. Schéma de ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.15 Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

En appuis	
Poutres principales	Poutres secondaires
E-sol + RDC + Etages courant	

Terrasse	
En travée	
E-sol + RDC + Etages courant	
Terrasse	

IV.3.2. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier la condition suivante :

$$|MN|+|MS| \geq 1.25 \times (|MW|+|ME|)$$

IV.3.2.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ des dimensions de la section du béton.
- ✓ de la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z * A_s * \sigma_s \quad ; \text{ avec : } z = h - (2 * d') \quad \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.16 Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R
Entre sol 3 et 2	55*50	49	22.24	435,904
Entre sol 1 et RDC	50*50	44	21.62	380,336
Etage 1 et 2	45*45	39	16.84	262,704
Etage 3 et 4	45*40	39	16.84	262,704
Etage 5 et 5 duplex	40*40	34	13.57	184,416
terrasse	35*35	29	13.57	157,296

IV.3.2.2. Déterminations des moments résistants dans les poutres

M_w et M_E sont les moments (en KN) calculés en fonction des aciers adoptés en appuis à gauche et à droite du nœud (face tendue de la poutre au niveau du nœud).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau IV.17 Vérifications de la zone nodale

NIVEAUX	M _N	M _S	M _N + M _S	M _w	M _E	1.25 (M _w + M _E)	Observation
E-SOL 3	435.904	435.904	871.808	91.106	91.106	227.76	vérifié
E-SOL 2	435.904	435.90	871.808	91.106	91.106	227.76	vérifié
E-SOL 1	380.336	380.336	760.672	91.106	91.106	227.76	vérifié
RDC	380.336	380.336	760.672	91.106	91.106	227.76	vérifié
ETAGE1	262.704	262.704	525.404	91.106	91.106	227.76	vérifié
ETAGE2	262.704	262.704	525.404	91.106	91.106	227.76	vérifié
ETAGE3	262.704	262.704	525.404	91.106	91.106	227.76	vérifié
ETAGE4	262.704	262.704	525.404	91.106	91.106	227.76	vérifié
ETAGE5	184.416	184.416	525.404	91.106	91.106	227.76	vérifié

DUPLEX	184.416	184.416	525.404	91.106	91.106	227.76	v é r i f i é
TERRASSE	0	157.296	525.404	40.11	40.11	100.28	v é r i f i é

Remarque : On voit bien que la condition de non plastification des poteaux sous l'effet des sollicitations sismiques est vérifiée, par conséquent, la formation éventuelle des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

IV.4. Etude des voiles de contreventement

Le **RPA 99/ 2003**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa**(moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plans. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie, ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastrée à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- Voiles longs : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts $\frac{h}{l} < 1.5$.

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton

IV.4.1. Recommandation du RPA 99/2003

IV.4.1.1. Armatures verticales

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 : **$A_{min} = 0.20\% (Lte)$**

Lt: Longueur de la zone tendue. **e** : Épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $st < e$ (e : épaisseur de voile).

- ✓ A chaque extrémité 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.

V.4.1.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \Phi_l$.

IV.4.1.3. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre (04) épingles par $1m^2$ au moins.

IV.4.1.4. 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 avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} ; \text{ avec } V = 1.4 \times V_u.$$

IV.4.1.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
 - $A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.
 - $\Phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about)
- ✓ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
 - 40Φ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - 20Φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

IV.4.2. Calcul des sollicitations revenant au voile

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel **ETABS V16.2**, le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles **Vx1, Vx2, Vx3, Vx4, Vy1, Vy2, Vy3, Vy4**

Tableau IV.18 Les sollicitations revenant aux voiles ‘Vx1, Vx2, Vx3, Vx4, Vy1, Vy2, Vy3, Vy4

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V(KN)
		N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
e-sol 3+2	Vx1	-730.72	-197.89	-179.89	-730.72	-120.95	52.57	-143.56
e-sol1+RDC		-520.82	-18.17	68.84	-200.27	-87.3	22.71	-48.60
Etage 1+2		-386.52	-25.04	96.55	-98.81	24.56	54.72	-80.60
Etage 3+4		-250.04	-30.38	88.37	-62.78	-26.23	46.59	-29.29
e-sol 3+2	Vx2	-832.42	-206.94	-206.94	-832.42	21.71	85.88	138.95
e-sol1+RDC		-613.08	-5.53	-56.04	-478.72	-106.77	40.25	51.86
Etage 1+2		-478.67	12.64	-78.19	-331.81	-29.89	68.21	68.75
Etage 3+4		-321.74	2.56	60.24	-83.73	-12.15	30.64	-41.04
e-sol 3+2	Vx3	-830.93	-193.04	-193.04	-830.93	-29.59	108.55	-146.62
e-sol1+RDC		-623.55	-21.64	-67.86	-460.77	-110.56	54.79	-66.30
Etage 1+2		-495.65	-23.66	97.07	-169.22	-28.87	87.54	-87.77
Etage 3+4		-326.19	-31.26	80.38	-133.08	-18.67	65.56	-65.52
e-sol 3+2	Vx4	-843.49	-201.33	-201.33	-843.49	4.29	106.13	131.64
e-sol1+RDC		-647.04	8.74	-58.72	-485.91	-115.36	35.36	61.35
Etage 1+2		-522.6	15.76	-86.32	-359.75	-64.47	69.16	-72.23
Etage 3+4		-361.12	5.91	-54.5	-282.47	-8.76	34.71	-49.17
e-sol 3+2	Vy1	-444.53	-50.6	51.29	-81.49	-19.55	-0.44	-57.87
e-sol1+RDC		-382.78	18.98	23.16	-174.49	-29.32	-4.61	-28.18
Etage 1+2		-256.05	24.87	41.54	-68.08	-10.09	-3.6	-50.01
Etage 3+4		-151.73	6.96	38.03	-117.23	-1.32	-5.6	-45.49
e-sol 3+2	Vy2	-500.69	-53.54	54.09	-58.35	-30.76	13.01	-57.43
e-sol1+RDC		-374.82	20.29	31.07	-213.55	-52.87	10.29	-41.52
Etage 1+2		-322.82	26.13	-41.99	-119.00	-19.4	32.96	-50.12
Etage 3+4		-245.36	30.46	36.29	-106.06	-10.9	-1.52	-44.31
e-sol 3+2	Vy3	-501.04	-48.86	51.65	60.17	28.98	11.48	60.54
e-sol1+RDC		-385.33	-20.08	-24.48	-345.44	-51.34	7.85	31.49
Etage 1+2		-316.37	-22.97	-43	-260.03	-21.25	14.97	52.13
Etage 3+4		-214.35	-25.5	-39.4	-199.78	4.54	14.32	43.2
e-sol 3+2	Vy4	-539.83	-51.72	55.26	-60.52	-36.14	22.53	59.7
e-sol1+RDC		-397.71	-21.42	-30.12	-323.64	-56.26	20.72	40.66
Etage 1+2		-326.35	-24.02	-43.97	-271.97	-27.36	28.96	53.25

Etage 3+4		-243.08	-28.55	-36.95	-199.41	-8.09	18.82	47.58
-----------	--	---------	--------	--------	---------	-------	-------	-------

IV.4.3. Ferrailage

On prend comme exemple de calcul le voile le plus sollicité 'Vy4, sous les sollicitations N_{max}etM_{cor}, les autres cas seront résumés dans des tableaux

➤ **Armatures verticales :**

L = 0.8 m, d = 0.72 m, e = 0.15 m.

N_{max}= 539.83 KN, M_{cor}= 51.72KN. m.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} * V = \frac{539.83*10^{-3}}{0.15*0.8} + \frac{51.72*10^{-3}}{0.0064} * 0.4 = 7.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} * V = \frac{539.83*10^{-3}}{0.15*0.8} - \frac{51.72*10^{-3}}{0.0064} * 0.4 = 1.27 \text{ MPa.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.096 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.4 \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}).$$

⇒ la section est partiellement comprimée ;Il faut vérifier la condition suivante :

(a) ≥ (b) (I).

(a) =(0.337*h -0.81*d)*b*h*f_{bu}.

(b) = N *(d -d') - M_{UA}

M_{UA} = M+N × (d-h/2) = 51.72+539.83 ×(0.72-0.8/2) =224.47 KN.m

(0.337*0.8-0.81*0.72)*0.15*0.8*14.2= -0.534

[539.83*(0.72-0.08)-224.47]*10⁻³=0.121

⇒ la condition n'est pas vérifiée ⇒ section entièrement comprimée

N *(d -d') - M_{UA}=0.121 < (0.5h-d').b.h.f_{bu} =0.545 ⇒A=0

A'=12.18 cm².

➤ **Armatures horizontales**

V =59.7 KN

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 * 59.7 * 10^{-3}}{0.15 * 0.72} = 0.774 \text{ MPa}$$

soit $S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0.72 \text{ cm}^2$

$A_{h \text{ min}} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.15\% \times 15 \times 20 = 0.45 \text{ cm}^2$

- **Calcul des longueurs tendues et comprimées :**

$$L_t = \frac{\sigma_{\text{min}} * L}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} = 0.16 \text{ m.}$$

$$L_c = L - 2L_t = 0.8 - (2 \times 0.16) = 0.48 \text{ m.}$$

➤ **verifications :**

Amin(ZG) = $0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 80 = 1.8 \text{ cm}^2$. (Amin en zone globale du voile par le RPA).

Amin(ZT) = $0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 16 = 0.48 \text{ cm}^2$. (Amin en zone tendue par le RPA).

Amin(ZC) = $0.1\% \times e \times L_c = 0.1\% \times 15 \times 48 = 0.72 \text{ cm}^2$. (Amin en zone comprimé du voile par le RPA).

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile 'Vy4 (le plus défavorable selon le sens y) dans les autres niveaux :

Tableau IV.19 Ferrailage du voile 'Vy1

Niveaux	e-sol (3+2)	e-sol 1+ RDC	Etage 1+2	Etage 3+4
Section (m²)	0.15*0.8	0.15*0.8	0.15*0.8	0.15*0.8
M(KN)	51.72	21.42	24.02	28.55
N(KN)	539.83	397.71	326.35	234.08
V (KN)	59.7	40.66	53.25	47.58
τ(MPa)	0.774	0.527	0.69	0.617
$\bar{\tau} = 0.2f_c28$(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal}(cm²)	12.02	9.93	6.12	5.85
A_v^{min}(cm²)	2.4	2.4	2.4	2.4
Lt	0.16	0.24	0.09	0.21
Amin(ZT) (cm²)	0.48	0.72	0.27	0.63
A_v^{adop} (cm²)/face	12.06	12.06	9.24	6.79
N^{bre} /par face	6HA16	6HA16	6HA14	6HA12
Lc	0.48	0.32	0.62	0.38

$A_{min}(Zc) (cm^2)$	0.72	0.48	0.93	0.57
$A_{comp}^{adop} (cm^2)/face$	2.36	2.36	2.36	2.36
N ^{bre} /par face	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10
St (cm ²)	Zone courante	22.5	22.5	22.5
	Zone extrémité	12.5	12.5	12.5
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.72	0.49	0.65	0.58
$A_h^{min} (cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{bre} / par plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St (cm)	15	15	15	15

Le ferrailage de voile 'Vx4 (le plus défavorable selon le sens x) est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 Ferrailage du voile 'Vx4

Niveaux	e-sol (3+2)	e-sol 1+ RDC	Etage 1+2	Etage 3+4
Section (m²)	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4
M(KN)	201.33	8.74	15.76	5.91
N(KN)	843.49	647.04	522.6	361.12
V (KN)	143.56	48.6	80.6	29.29
$\tau(MPa)$	1.06	0.36	0.59	0.22
$\bar{\tau}=0.2f_c28(MPa)$	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	21.10	16.17	13.07	9.03
$A_v^{min}(cm^2)$	4.2	4.2	4.2	4.2
Lt	/	0.66	0.61	0.65
Amin(ZT) (cm²)	/	1.98	1.83	1.95
$A_v^{adop} (cm^2)/face$	24.13	18.47	13.57	9.42
N ^{bre} /par face	12HA16	12HA14	12HA12	12HA10
Lc	/	0.08	0.18	0.10
Amin(Zc) (cm²)	/	0.12	0.27	0.15
$A_{comp}^{adop} (cm^2)/face$	/	1.57	1.57	1.57

N ^{bre} /par face		/	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm ²)	Zone courante	22.5	22.5	22.5	22.5
	Zone extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5
A _h ^{cal} (cm ²)		0.99	0.34	0.55	0.21
A _h ^{min} (cm ²)		0.45	0.45	0.45	0.45
A _h ^{adop} (cm ²)		1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{bre} / par plan		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St (cm)		15	15	15	15

IV.4.3.1. Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile 'Vy4'

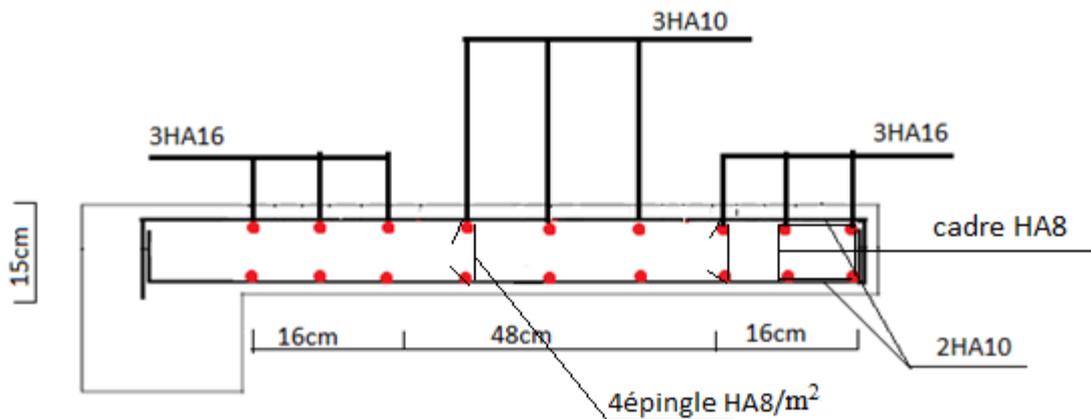


Figure IV.3 Ferrailage du voile Vy4 (entre sol 3)

V.4.4. 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 ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (ETABS V.16.2) et l'application (EXEL) ainsi que le ferrillage minimum édicté par le **RPA 99/ 2003**. Il est noté que le ferrillage minimum du **RPA** est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisés. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **RPA** et le **BAEL (CBA 93)**.

Chapitre V :Etude de l'infrastructure

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

V.1 Introduction

Les fondations sont des éléments qui assurent la transmission des charges de la superstructure vers le sol, cette transmission peut être directe (fondations superficielles : semelles posées sur le sol, radiers) ou indirecte (fondations profondes : semelles sur puits, semelles sur pieux) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements relatifs sous l'action des forces horizontales.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

V.2 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol d'assise.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le parti économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.9 bars pour un ancrage de 2 mètre, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles, ensuite pour le choix du type, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le type le plus adéquat du point de vue technico-économique

V.3 Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

V.3.1 Combinaisons d'actions à considérer

Le coffrage des semelles et la vérification des tassements sont menés à l'ELS et la vérification de résistance et le calcul de ferrailage des différents éléments constitutifs se fait sous combinaisons fondamentales (ELU) et accidentelles (ELA). En outre, D'après le **RPA99 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

Ainsi que la combinaison citée par le **CBA 93** :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$

V.3.2 semelles isolés

La vérification à faire est : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$ (1)

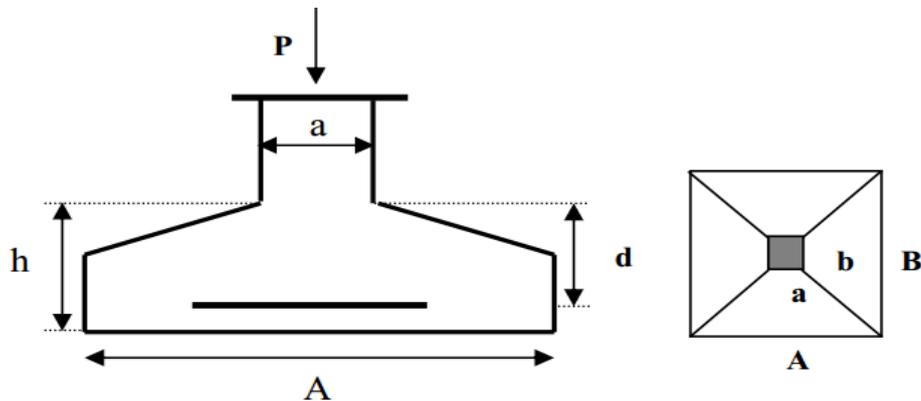


Figure V.1 schéma de la semelle isolée

N_{ser} : l'effort normal (ELS) agissant sur la semelle, obtenu par l'ETABS 2016.

$S = A \times B$: surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.9 \text{ bars} = 190 \text{ kPa}$: Contrainte admissible de sol.

Ancrage par rapport au terrain naturel (TN): $D = 2 \text{ m}$.

Pour cette vérification, on prend la semelle la plus sollicitée :

On a une semelle et un poteau homothétique :

$$A/a = B/b \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \quad \text{On remplace la valeur de A dans l'équation (1)}$$

$$N_s = 1324,26 \text{ KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.50 \times 1324,26 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.19}} = 2,52 \text{ m} ; \text{ soit } B = 2.55 \text{ m et } A = 1.1 \times 2.5 = 2.8 \text{ m}$$

Compte tenu, de la largeur importante obtenue ($B=2.55\text{m}$, $A=2.8\text{m}$) et des risques inhérents aux tassements différentiels entre les points d'appui à cause de l'irrégularité du bâtiment en élévation se traduisant par la dissymétrie de distribution des efforts normaux entre les différents poteaux, on examine le système de fondations de type (semelles filantes).

V.3.3 Semelles filantes

On distingue deux types de semelles filantes à savoir unidirectionnelles et les semelles filantes croisées (radier évidé). On s'intéresse de prime abord au système de semelle filante dans la seule

direction XX dans le sens de la longueur. Dans la direction longitudinale (XX), on peut admettre un débord minimal ($d=0.5m$) vue la surabondance de terrain d'assiette.

Nous allons faire le calcul de la semelle filante sous un portique formé de 6 poteaux

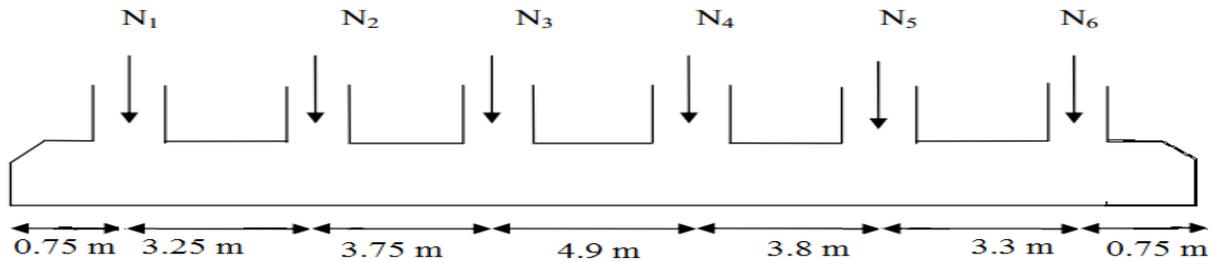


Figure V.2 Schéma de la semelle filante type SF3(Axe XX)

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux (ELS) de tous les poteaux qui se trouvent dans le même axe.

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6$$

L'effort normal total à l'ELS $N_s = 5410,16 \text{ KN}$

Moment fléchissant de calcul à l'ELS : $M_s = \sum_{i=1}^6 M_i = 3529,02 \text{ KN.m}$

Centre de gravité de la semelle : $X_G = \frac{20.50}{2} = 10.25 \text{ m}$

Abscisse d'application de N_s : $X_0 = \frac{\sum_{i=1}^6 N_i \times d_i}{N_s} = 10.87 \text{ m}$

$M_{sG} = M_s - N_s(X_0 - X_G) = 150,29 \text{ KN.m}$

Observation : après le calcul, on a trouvé que le poids propre des remblais sur la semelle filante ainsi que son poids propre, et le poids des fiches poteaux et longrines représente un ratio de 20% de l'effort total calcul.

$$N_s^{total} = N_s + 0.2N_s = 6492.19 \text{ KN}$$

D'après le modèle de Meyerhof

$$q_{ref} = \frac{N_{ser}^t}{B(L - 2e_x)} \leq \sigma_{adm} \Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}^t}{(L - 2e_x)\sigma_{adm}} ; \sigma_{adm} = 190 \text{ kPa}, L=20.5m$$

$$B \geq \frac{1.2N_s}{(L - 2 \times e) \times \bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{Avec } ex = \frac{M_{sG}}{N_s^{total}} = \frac{150,29}{6492.19} = 0.023 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{6492.19}{(20.5 - 2 \times 0.023) \times 190} = 1,67m$$

On prend : **B = 1.70 m**

Pas de chevauchement entre semelles, alors on opte pour la semelle filante //XX

Les résultats de dimensionnement des autres semelles filantes sont résumés dans le tableau suivant :

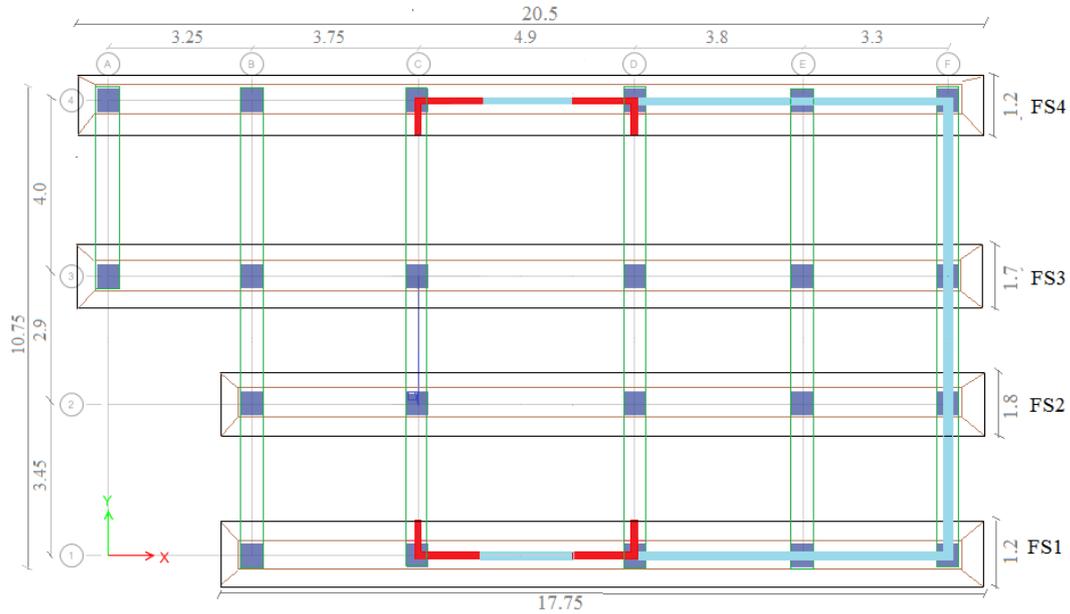


Figure V.3 Vue en plan des différentes semelles filante

Tableau V.1 Dimensionnement des différentes semelles filantes

semelle	SF1	SF2	SF3	SF4
N_{ser} (KN)	2923.52	4662.2	5410.16	3678.62
N_{ser}^t (kN)	3508,22	5594,64	6429.72	4414,34
M_{Gser} (KN.m)	715,11	1167,80	150,29	108,51
e_{ser} (m)	0,20	0,21	0.023	0,025
B(m)	1,20	1,8	1.70	1,20

➤ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est donné é par la condition de rigidité :

$$\text{Soit : } d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow h_t = \frac{B-b}{4} - c \Rightarrow h_t = \frac{1.70-0.55}{4} + 0.05 = 0.33m$$

On prend $h_t = 40 \text{ cm}$

$$\text{Hauteur de glacis semelle filante : } \begin{cases} h_l \geq 15 \text{ cm} \\ h_l \geq 6\phi_l = 12 \text{ cm} \end{cases} \text{ on prend: } h_l = 20 \text{ cm}$$

V vérification de poin çonnement :

La contrainte appliquée au sol à partir du modèle de Navier (Diagramme trapézoïdale des contraintes) est donnée par :

$$q_{ref} = \frac{N_{st}}{B \times L} + \frac{3 \times N_{st} \times e}{B \times L^2} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow 185.18 \text{ KPa} < 190 \text{ KPa}$$

La condition est v éri fi ée, pas de risque de poin çonnement.

V.4 Poutre libage

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramen és par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre libage est g énéralement noy ée dans la semelle.

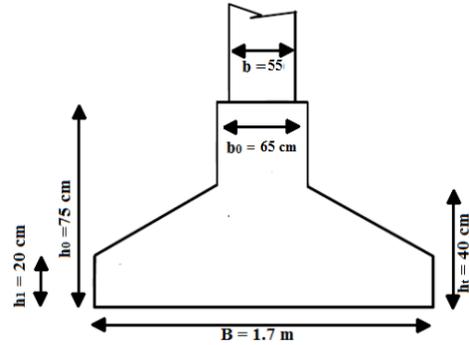


Figure V.4 Coffrage de la semelle

V.4.2 Dimensionnement

$$b_0 = 0.55 + 2 \times 0.05 = 0.65 \text{ m}$$

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est

d étermin ée à partir de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{7} \quad \text{Avec } L : \text{ la plus grande distance entre deux poteaux dans la semelle.}$$

$$L = 4.90 \text{ m} \Rightarrow h \geq 0.7 \text{ m} \quad \text{on prend: } h = 75 \text{ cm}$$

V.4.2.1 L'effort sollicitant la semelle filante (SF3) à l'ELU

$$q_{ref} = \frac{1.2N_u}{B \times (L - 2e)} = \frac{9209,53}{1.7 \times (20.5 - 2 \times 0,02)} = 264.78 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = q_{ref} \times B = 264,78 \times 1.7 = 450.12 \text{ KN/ml}$$

p_u : représente la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité (Libage)

V.4.3 Ferrailage de la semelle filante

➤ **Ferrailage transversal**

Fissuration nuisible $\bar{\sigma}_a = 348 \text{ MPa}$; $B = 170 \text{ cm}$; $b = 55 \text{ cm}$; $d = 35 \text{ cm}$

$$A_s = p_u \frac{B - b}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} = 450.12 \times \frac{170 - 55}{8 \times 35 \times 3480} = 5.31 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Le choix adopté est : **5HA12 = 5.65 cm²** l'espacement $St = 20 \text{ cm}$

➤ Armature de r épartition

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5\text{HA}8 = 2.52 \text{ cm}^2 \quad \text{St} = 20 \text{ cm}$$

V.4.4 Calcul des semelles sous voiles dans le sens y-y

➤ Calcul des efforts

Soit le voile $V_{y3} = 0.80 \text{ m}$

$$N_s = 324.84 \text{ KN}; M_s = 10.66 \text{ KN.m}; L = 0.8 + 0.5 = 1.30 \text{ m};$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{10.66}{324.84} = 0.03 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{1.2 N_s}{(L - 2 \times e) \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{1.2 \times 324.84}{(1.3 - 2 \times 0.03) \times 190} \geq 1.654 \text{ m}$$

On prend $B = 1.70 \text{ m}$

$$P_u = B \times \frac{1.2 N_u}{B \times (L - 2e)} = \frac{389.81}{(1.3 - 2 \times 0.03)} = 314.36 \text{ KN/ml}$$

➤ ferrailage

• Armature transversale

$$A_s = p_u \frac{B - b}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} = 5 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ St} = 20 \text{ cm}$$

• Armature de r épartition

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5\text{HA}8 = 2.52 \text{ cm}^2 \quad \text{St} = 20 \text{ cm}$$

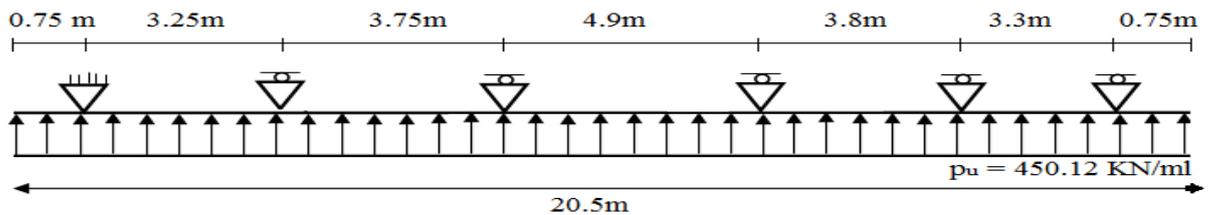


Figure V.5 Schéma statique de la poutre libage

V.4.6 Vérification de la rigidité éflexionnelle de la semelle (sens longitudinale)

$$L_{max} \leq \frac{\pi \times L_e}{2} + b$$

$L_{max} = 4.9 \text{ m}$: La plus grande distance entre deux files parallèles.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times B}} : \text{Longueur élastique}$$

$E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$: module d'élasticité longitudinale.

I : inertie de la semelle

$K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$: coefficient de raideur du sol.

$B = 1.70 \text{ m}$: Largeur de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216 \times 4.86 \times 10^{-2}}{1.7 \times 4}} = 3.10 \text{ m}$$

$L_{max} = 4.9 \text{ m} \leq \frac{\pi \times 3.1}{2} + 0.55 = 5.42 \text{ m} \Rightarrow$ semelle filante rigide et le diagramme des contraintes est linéaire.

V.4.6 Efforts internes (M, N, T) dans le libage

$$M_1 = M_6 = \frac{p_u \times X^2}{2} = \frac{450.12 \times 0.75^2}{2} = 126.60 \text{ KN.m}$$

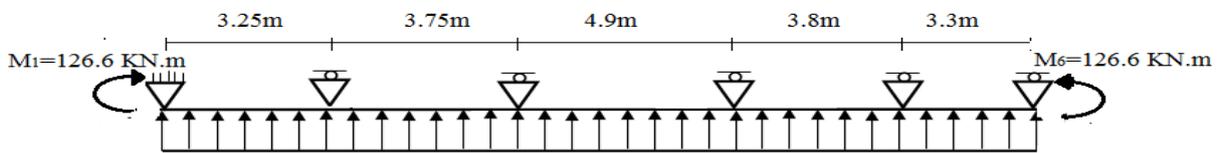


Figure V.6 poutre continue sur 6 appuis (système hyperstatique)

Les inconnues du système hyperstatique sont les moments aux appuis M_2, M_3, M_4, M_5 . On utilise la méthode des 3 moments (dite méthode Clapeyron). On considère les moments positifs tendent la fibre inférieure de la poutre

➤ **Relation des trois moments Clapeyron**

$$M_i \cdot \frac{l_i}{I_i} + 2 \cdot M_{i+1} \cdot \left(\frac{l_i}{I_i} + \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+2} \cdot \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} = 6E \cdot (W_{id} - W_{ig})$$

Cas particulier : poutre d'inertie constante ($I_i = I_{i+1} = I$) et chargée uniformément répartie

$$M_i \cdot l_i + 2 \cdot M_{i+1} \cdot (l_i + l_{i+1}) + M_{i+2} \cdot l_{i+1} = \left(\frac{p_i \times l_i^3}{4} + \frac{p_{i+1} \times l_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ **Application**

$$M_1 \times 3.25 + 4 \times M_2 + M_3 \times 3.75 = 9796.92 \dots\dots\dots(1)$$

$$M_2 \times 3.75 + M_3 \times 17.3 + M_4 \times 4.9 = 19172.8 \dots\dots\dots(2)$$

$$M_3 \times 4.9 + M_4 \times 17.4 + M_5 \times 3.8 = 19413.36 \dots\dots\dots(3)$$

$$M_4 \times 3.8 + M_5 \times 14.2 + M_6 \times 3.3 = 6545.9 \dots\dots\dots(4)$$

Après la résolution des équations (1, 2, 3,4). On trouve

$$M_2 = 468.05 \text{ KN.m} \quad M_4 = 693 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 756.97 \text{ KN.m} \quad M_5 = 195.35 \text{ KN.m}$$

Travée 1 ($l_1 = 3.25\text{m}$)

$$M(x) = 126.6 - 626.5 x + 225.06 x^2$$

$$M_{max} = M(1.39) = -308.4 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 450.12x - 626.5 \quad \begin{cases} T(0) = -626.5 \text{ KN} \\ T(3.25) = 836.35 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2 ($l_2 = 3.75\text{m}$)

$$M(x) = 468.05 - 766.93 x + 225.06 x^2$$

$$M_{max} = M(1.7) = -182.37 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 450.12 x - 766.93 \quad \begin{cases} T(0) = -766.93 \text{ KN} \\ T(3.75) = 921.02 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 3 ($l_3 = 4.9\text{m}$)

$$M(x) = 756.97 - 1115.8 x + 225.06 x^2$$

$$M_{max} = M(2.48) = -626 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 450.12 x - 1115.8 \quad \begin{cases} T(0) = -1115.8 \text{ KN} \\ T(4.9) = 189.79 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 4 ($l_4 = 3.8\text{m}$)

$$M(x) = 693 - 986.18x + 225.06 x^2$$

$$M_{max} = M(2.2) = -387,35 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 450.12 x - 986.18 \quad \begin{cases} T(0) = -986.18 \text{ KN} \\ T(3.8) = 724.28 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 5 ($l_5 = 3.3\text{m}$)

$$M(x) = 196.35 - 721.56x + 225.06 x^2$$

$$M_{max} = M(1.6) = -382 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 450.12 x - 721.56 \quad \begin{cases} T(0) = -721.56 \text{ KN} \\ T(3.3) = 763.84 \text{ KN} \end{cases}$$

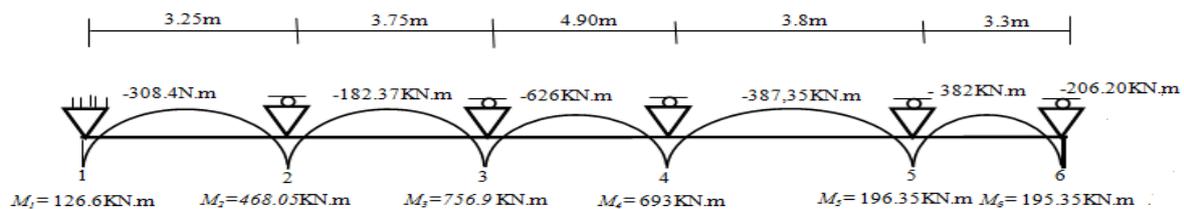


Figure V.7 Diagramme des moments

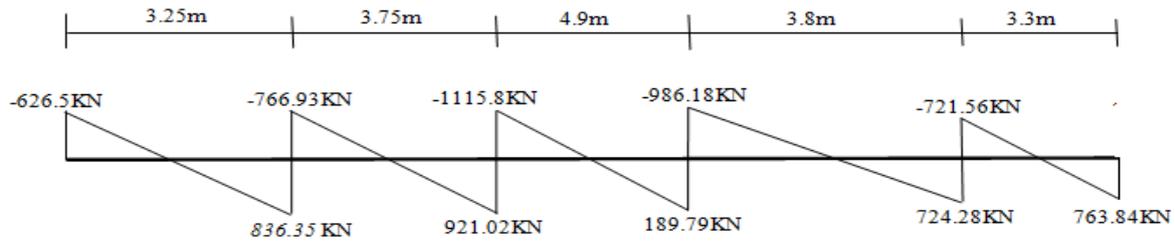


Figure V.8 Diagramme des efforts tranchants

V.5 Ferrailage de la poutre libage

➤ Ferrailage partie supérieure

Fissuration nuisible

$$d = 70\text{cm}; \quad b_0 = 65\text{ cm}; \quad f_{c28} = 25\text{ MPa}; \quad f_e = 348\text{ MPa}; \quad \sigma_{bc} = 14.2\text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348\text{ MPa}; \quad M_u = 635\text{ KN.m}$$

$$\beta = 0.13 \leq \mu_l \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$A' = 0$$

$$Z = 0.65\text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = 28.03\text{cm}^2$$

$$A_{adp} = 6\text{HA}25 = 29.46\text{cm}^2$$

➤ Ferrailage partie inférieure

$$M_u^{max} = 756.9\text{ KN.m}$$

$$\beta = 0.167 \leq \mu_l \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$A' = 0$$

$$Z = 0.64\text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{st}} = 33.98\text{cm}^2$$

$$A_{adp} = 6\text{HA}25 + 2\text{HA}20 = 35.74\text{cm}^2$$

➤ Ferrailage libage vis-à-vis de l'effort tranchant

$$T_{max} = 1115.8\text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = 26.57\text{bar} \Rightarrow f_{tk} = 21\text{ bar} \\ \frac{A_s}{b_0 S_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3f_{tk})}{0.9 \times f_e} = 6.48 \times 10^{-3} \end{cases}$$

Soit : $A_t = 4.74\text{cm}^2$ (4HA10): $St \leq \frac{A_t}{6.48 \times 10^{-3} \times 65} = 11.23 \text{ cm}$

Espacement maximal (CBA93)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 4bars \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 4} = 52.33\text{cm}$$

On retient un espacement de 10 cm en zones nodales et 30cm en zones courantes.

De la même manière, on ferraille la poutre libage à ELA

$$P_u = B \times \frac{1.2N_u}{B \times (L - 2e)} = 346.05 \text{ KN/ml}$$

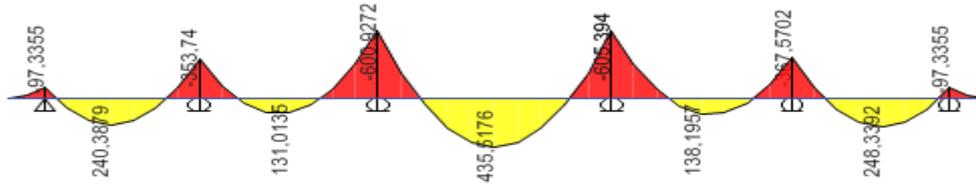


Figure V.9 diagramme des moments à l'ELA

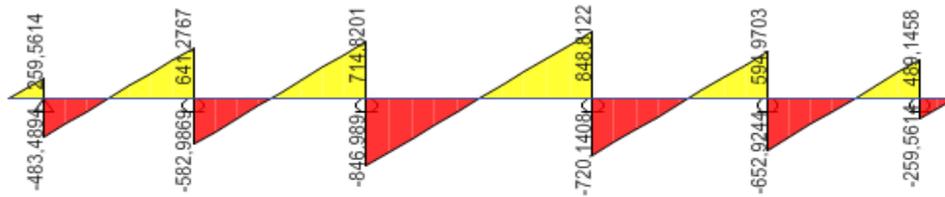


Figure V.10 diagramme des efforts tranchants à l'ELA

➤ Les sollicitations maximales

$$M_t^{ELA} = 435.52 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{ELA} = 605.39 \text{ KN.m}$$

$$T_{max}^{ELA} = 848.81 \text{ KN}$$

Le ferrailage de la poutre libage à ELA est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau V.2 Ferrailage de la poutre de libage à l'ELA

		$M_{max}(KN.M)$	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
ELA	appui	605.39	0.1342	0.18	0.649	26.8	4HA25+4HA16=27.68
	travée	435.52	0.092	0.127	0.664	18.84	4HA20+4HA16=20.6

➤ Ferrailage de libage vis-à-vis de l'effort tranchant

$$T_{max} = 848.81 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = 18.65 \text{ bar} \Rightarrow f_{tk} = 21 \text{ bar} \\ \frac{A_s}{b_0 S_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{tk})}{0.9 \times f_e} = 4.53 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$A_t = 4.74 \text{ cm}^2 \text{ (4HA10): } S_t \leq \frac{A_t}{4.53 \times 10^{-3} \times 65} = 16.09 \text{ cm}$$

Le ferrailage opté pour poutre de libage est le ferrailage a l'état limite ultime

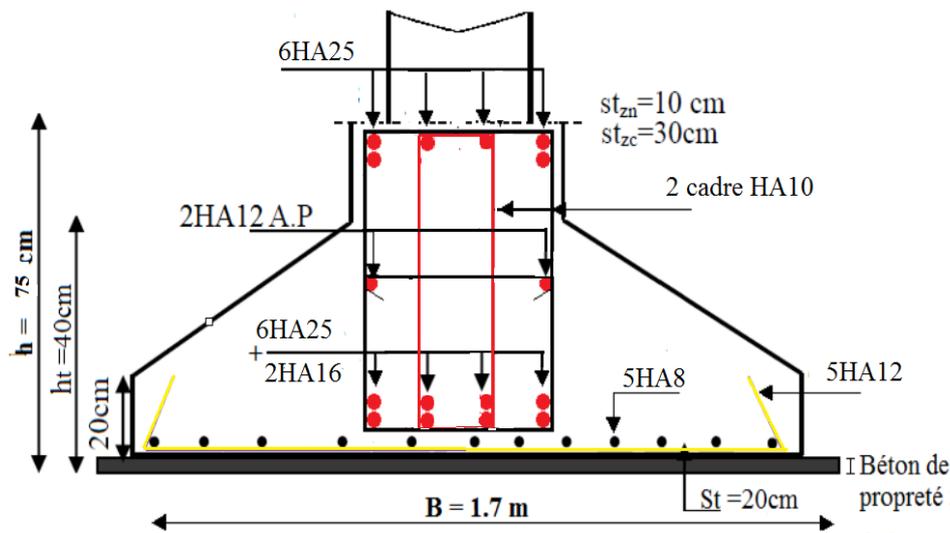


Figure V.11 schéma de ferrailage de la semelle filante

Tableau V.3 Récapitulatif coffrage semelles filantes à ELS.

Semelle filante	B (m)	ht (cm)	h1 (cm)	b0×h(PR) (cm ²)	As (cm ² /ml)	A ^{adopter} (cm ² /ml)	Ferrailage Transversal (cm ²)	A ^{adopter} (cm ² /ml)
1	1.20	30	20	50×55	3.52	5HA10=3.93	1.19	5HA8=2.52
2	1.20	30	20	50×55	3.78	5HA10=3.93	1.33	5HA8=2.52
3	1.70	40	20	50×55	5.31	5HA12=5.65	1.88	5HA8=2.52
4	1.80	40	20	50×55	5.21	5HA12=5.65	1.58	5HA8=2.52

V.6 Etude des longrines

V.6.1 Définition

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les têtes semelles.

V.6.2 Rôle des longrines

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades ;
- limiter les dallages ;
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

V.6.3 Dimensions minimales de la section transversale des longrines

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30 : \text{sites de catégorie S2 et S3.} \\ 30 \times 30 : \text{sites de catégorie S4.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art IV.2.3).}$$

La hauteur h des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots [1] \text{(Art IV.2.3).}$$

L_{\max} : longueur maximale entre axes des longrines ; $L_{\max} = 4.9 \text{ m}$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \rightarrow 32.67 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

V.6.4 Calcul des longrines

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F \geq \frac{N}{\alpha}$$

Avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\begin{pmatrix} \text{Site} & \text{S2} \\ \text{Zone} & \text{IIa} \end{pmatrix} \rightarrow \alpha = 15$$

Calcul des armatures

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

Les armatures longitudinales(AI) BAEL (Art. A.4. 5. 33)

$$A_l \geq (A_{ELU}; A_{ELS}) \quad \text{avec : } A_{ELU} : \text{Section d'armatures calculée à l'ELU} \dots\dots A_{ELU} = \frac{F_{ELU}}{\sigma_{sol}}$$

$$F_{ELU} = \frac{N_u \max}{\alpha} \quad \text{avec:} \quad N_u^{\max} : \text{Effort normal dans le poteau le plus sollicité ? } \beta LU$$

σ_x : Contrainte limite ultime de l'acier.

$$A_{ELS} : \text{Section d'armatures calculée ? ELS...} A_{ELS} = \frac{F_{ELS}}{\sigma_{sol}}$$

$$F_{ELS} = \frac{N_s \max}{\alpha} \quad \text{avec:} \quad N_s^{\max} : \text{Effort normal dans le poteau le plus sollicité ? ? ELS}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\} \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 202 MP_a$$

Avec $\bar{\sigma}_s$: contrainte limite de service de l'acier.

Condition de non-fragilité

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 37 \times 2.1}{400} = 5.82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots BAEL (Art.A.4.2.1)$$

Minimum d'armature exigé par le RPA

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau V.4

Tableau V.4 Ferrailage longitudinale des longrines

N_u max	F_{ELU}	A_{ELU}	N_s max	F_{ELS}	A_{ELS}	A_I	A_{min} BAEL	A_{min}RPA	A_{adopté}
KN	KN	cm²	KN	KN	cm²	cm²	cm²	cm²	cm²
1878.48	125.23	6.2	1323.8	88.25	4.37	4.27	5.82	7.2	4HA14+2HA12 =8.42

Les armatures transversales (A_t)

$$\phi_t \leq \left[\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10} \right] \quad \text{donc:} \quad \phi_t \leq \min \left[\frac{40}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right] = \min [1.14; 1.2; 3] = 1.2 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \quad \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit: un cadre de T8 + un étrier Donc : on opte 4T8 = 2.01cm²

Espacement selon RPA (Art 10.1.1.b)

$$S_t \leq \min [20cm; 15\phi_{l_{\min}}] \Rightarrow S_t \leq \min [20cm; 15 \times 1.2] \Rightarrow S_t \leq 18cm$$

Soit: $S_t = 15cm$

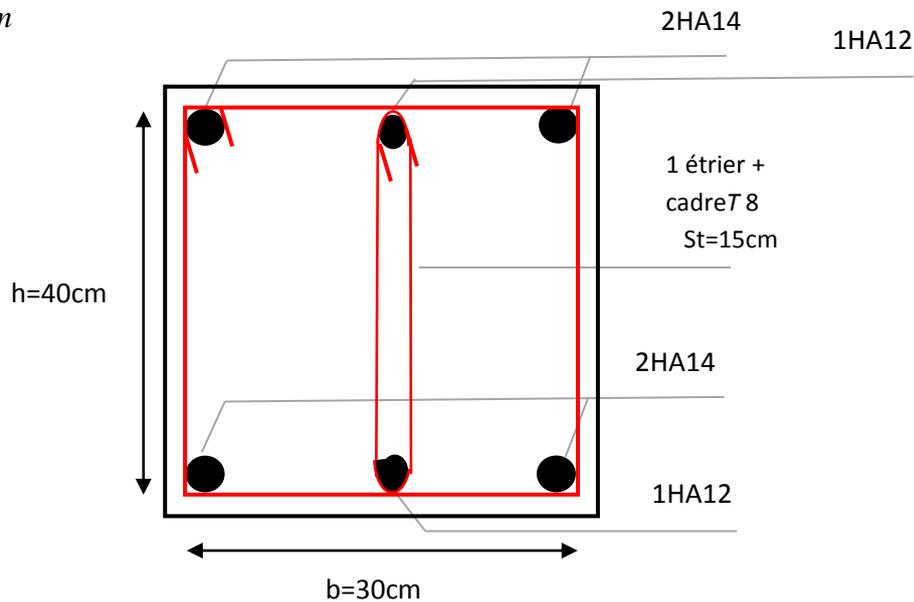


Figure V.12 Schéma de ferrailage de longrine

V.7 Comportement vis-à-vis des tassements différentiels

Compte tenu de l'absence d'essais oedométriques et pressiométriques permettant généralement la prédiction des tassements absolus et différentiels, on suppose que le sol d'assise de portance 1.9 bars est suffisamment raide pour que les tassements de consolidations et les distorsions entre les points d'appui seront négligeables et par conséquent n'affectent pas la stabilité de forme de l'ouvrage.

V.8 Etude voile périphérique

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 00 dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

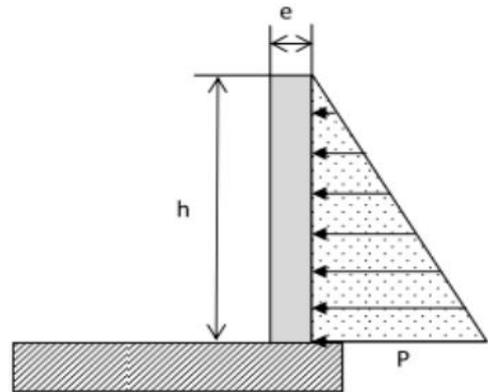
Dimensionnement des voiles

- Hauteur : h = 9.18 m
- Longueur : L = 4.9 m
- Epaisseur : e = 20 cm

Caractéristiques du sol

Dans notre cas on a utilis é la TVO comme remblais derri ère le mur de caract éristiques suivantes :

- Coh é sion (Sol non coh é rant) $c=0$ bar
- Poids sp é cifique $\gamma_h = 19KN/m^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$



FigureV.13 Sch é na du voile p é riph é rique

M é thode de calcul

Le voile p é riph é rique est comme un ensemble de panneaux dalles encastr é s en chaque c ô t é Il est soumis à la pouss é e des terres, et une surcharge d'exploitation estim é e à $10 KN/m^2$.

Les sollicitations

- **Pouss é es terres**

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

A une profondeur de 5.78 m :

$$G_1 = 19 \times 5.78 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 0 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 29.27 KN/m^2$$

A une profondeur de 9.18 m :

$$G_2 = 19 \times 9.18 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 47.27 KN/m^2$$

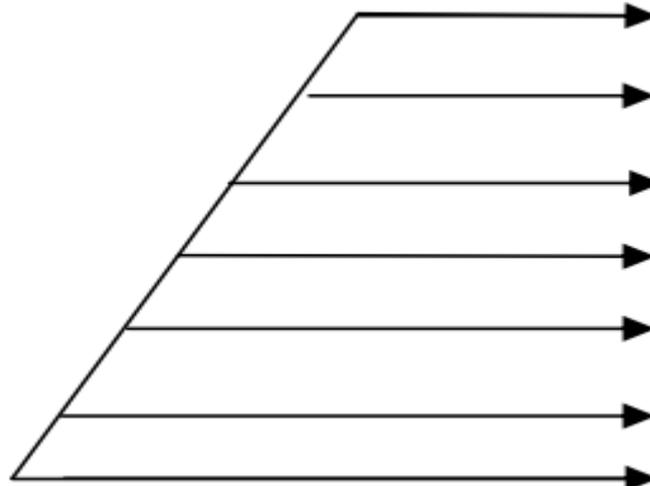
- **contrainte due à la surcharge**

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 2.71KN/m^2$$

Ferraillage du voile

Le voile p é riph é rique sera calcul é comme une dalle pleine sur quatre appuis uniform é ment charg é e , l'encastrement est assur é par le plancher , les poteaux et les fondations.

$$\sigma_{min} = 1.35G_1 + 1.5Q = 43.58KN/m^2$$



$$\sigma_{max} = 1.35G_2 + 1.5Q = 67.88KN/m^2$$

Figure V.14 La charge sur le voile de soutènement du 3^{ème} entre sol

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 59.75 + 43.8}{4} = 61.81 KN/m^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.4 m \quad L_y = 4.9 m \quad e = 20 cm \quad b = 1m$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 61.81 KN/m^2$$

$$\rho = \frac{3.4}{4.9} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Annexe 1}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.0697 \times 55.76 \times 3.4^2 = 49.8KN.m \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 20.82KN.m \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$M_x = 0.75M_{0x} = 37.35KN.m$$

$$M_y = 0.85M_{0y} = 17.69KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -24.9 KN.m$$

Tableau V.5Ferraillage des voiles p éiph ériques

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
En trav é	x-x	37.35	0,0922	0,1211	0.171	7,11	1.85	6HA12 = 6.78
	y-y	17.69	0,0385	0.0491	0.176	2.88	1.85	4HA10 = 3.16
En Appui		-24.9	0,0542	0.0626	0.175	4.09	1.85	6HA10 = 4.94

Espacements

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e; 25cm) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e; 25cm) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

V érification

$\rho = 0.69 > 0.4$

$e = 20 \text{ cm} > 12cm$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.69) 100 \times 20 = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{61.81 \times 3.4}{2} \times \frac{4.9^4}{3.4^4 + 4.9^4} = 85.3 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{61.49 \times 4.9}{2} \times \frac{3.4^4}{3.4^4 + 4.9^4} = 28.5 \text{ KN}$$

V érification de l'effort tranchant

On doit v érifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ Mpa} \leq 1.17 \text{ Mpa}$$

V érification à L'ELS

$$\rho = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases}$$

$$\sigma_{min} = G_1 + Q = 31.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G_2 + Q = 49.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 45.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 45.48 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 0.0767 \times 45.48 \times 3.4^2 = 40.32 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 19.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$M_x = 0.75M_{0x} = 30.21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85M_{0y} = 16.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_{0x} = -17.78 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

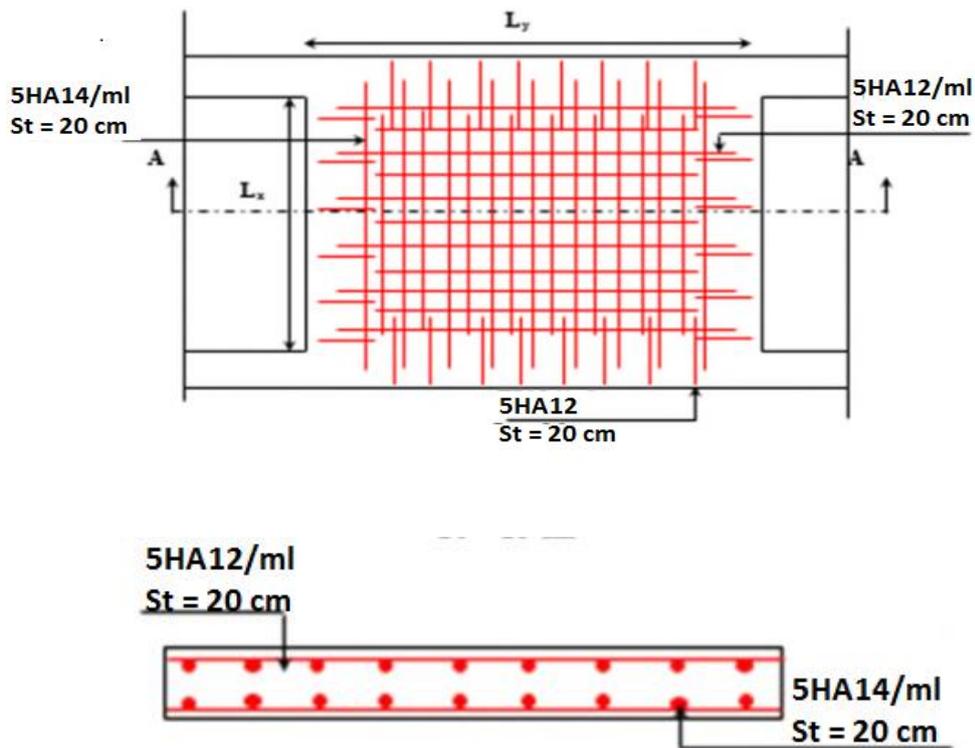
Tableau V.6 Vérifications des contraintes à l'ELS

position	sens	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	observation
En travée	x-x	30.21	7.24	15	273.46	201.63	Non vérifié
	y-y	16.87	5.46	15	318.29	201.63	Non vérifié
En appui	X et y	-17.78	5.25	15	270.63	201.63	Non vérifié

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS

Tableau V.7 Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS

position	sens	M_{ser} (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{choisir}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	x-x	30.21	9.2	5HA14=10.05	20
	y-y	16.87	4.99	5HA12=5.65	20
En appui	X et y	-17.78	5.29	5HA12=5.65	20



Coupe A-A

Figure V.15 Sch éma de ferrailage du voile p ériph érique

V.9 Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les b âtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualit é du sol et caract éristiques du b âtiment) et économicques (cout relatif des diff érentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacit é portante moyenne du sol et pour é viter le chevauchement des semelles isol ées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus ad équat.

Conclusion g é n é r a l e

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé ainsi par des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

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.

- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

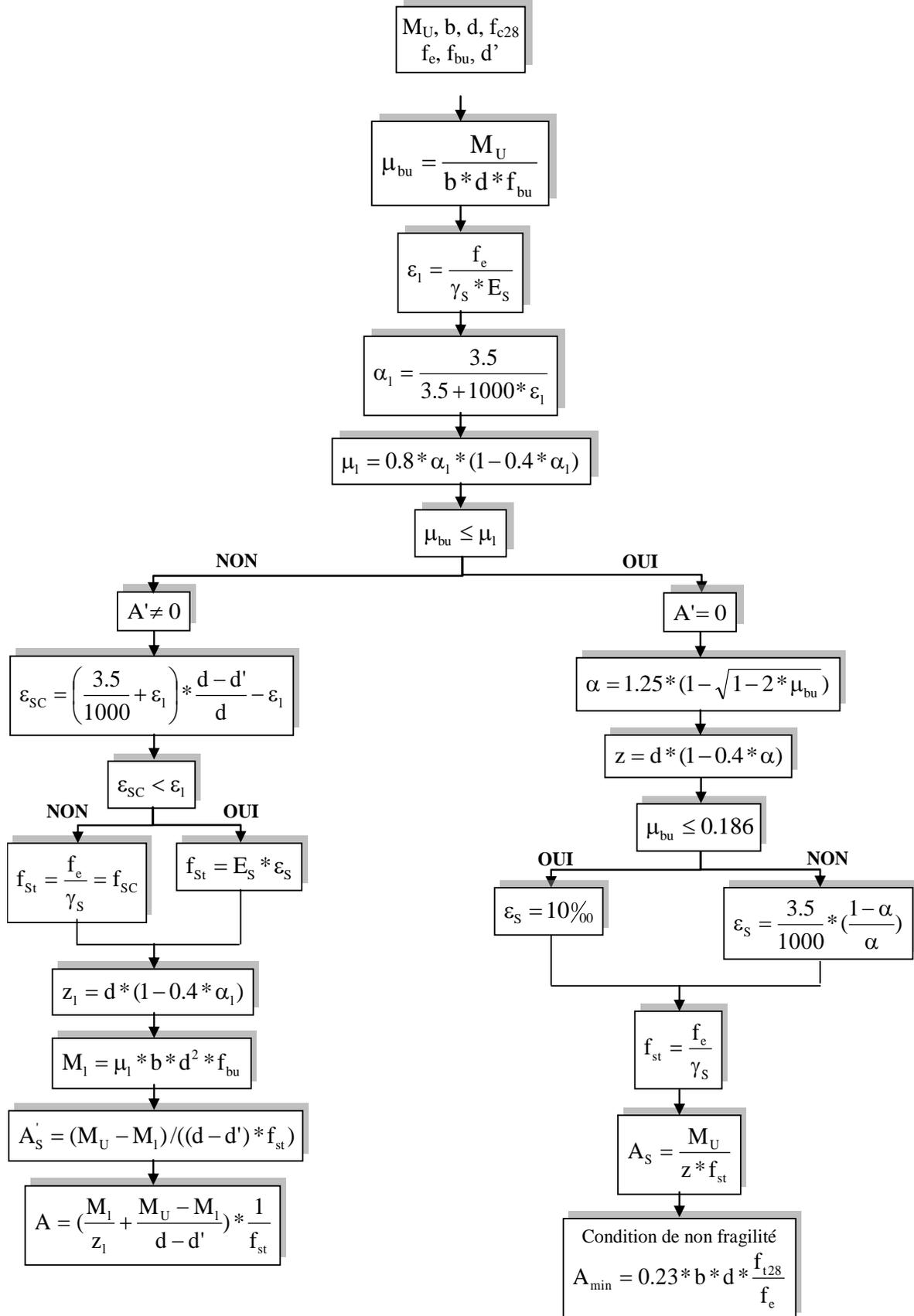
Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.
- Cours Béton armé.....université de Bejaia.
- Cours Dynamique des structures.....université de Bejaia.
- Logiciel d'analyse des structures SAP2000/version.14.
- Outil de conception AUTO CAD 2011.
- Outil de calcul EXCEL 2013.
- Outil de saisie Word 2013.
- Outil de calcul de ferrailage SOCOTEC.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexe III

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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	0.0956	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	0.4065	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 II
Table de PIGEAUD

**M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre
d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$**

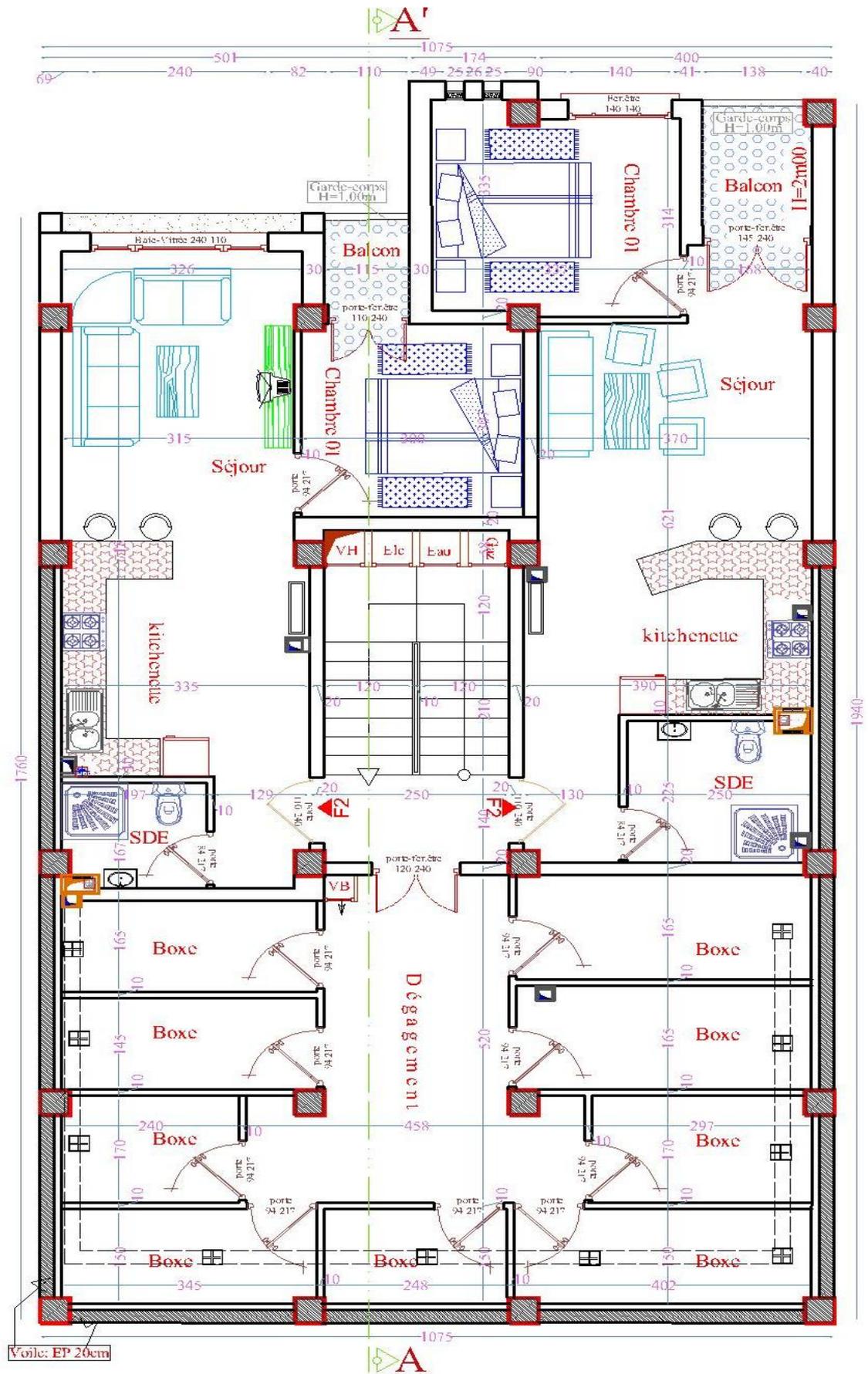
Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

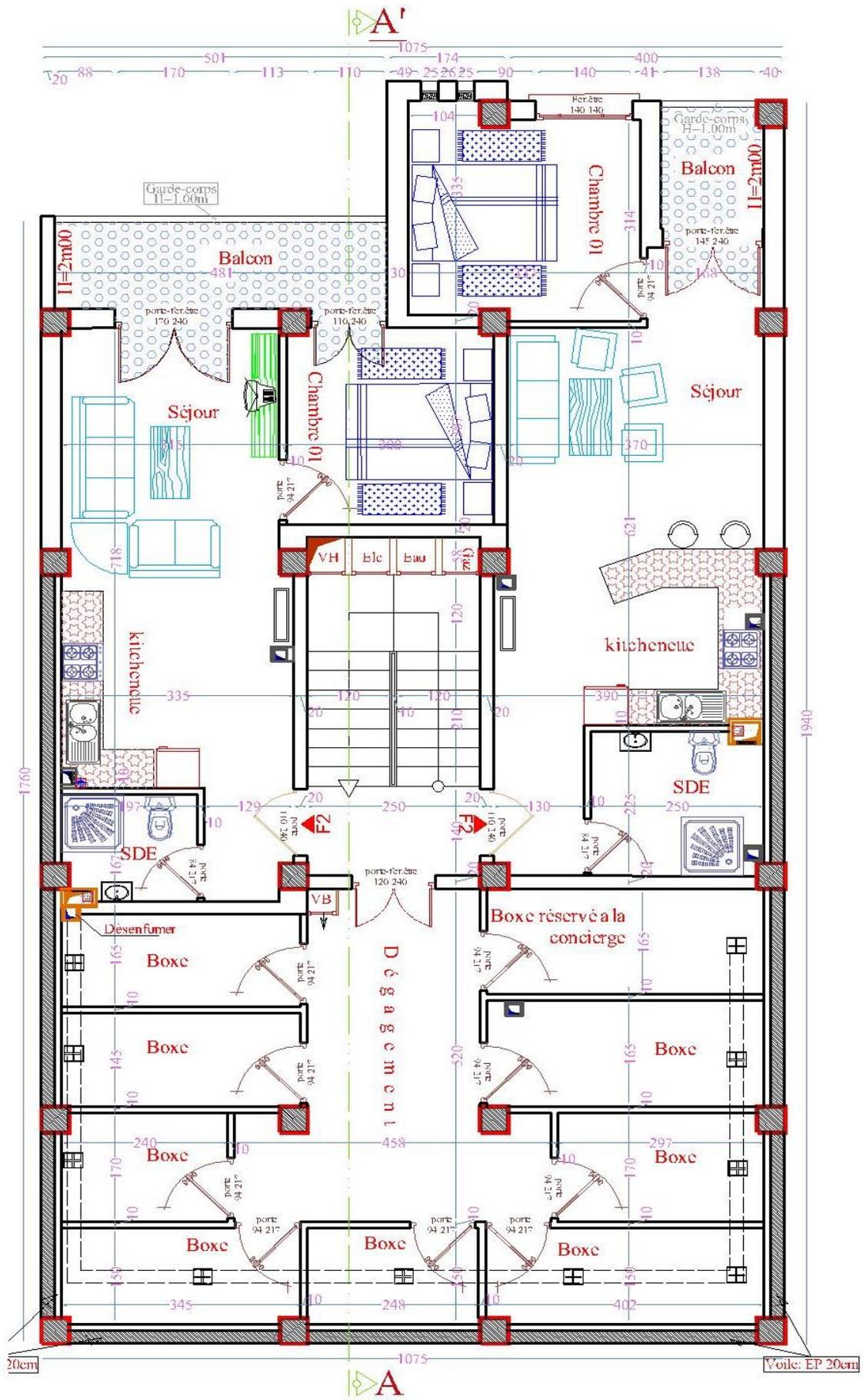
	u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101
0.1		0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
0.2		0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
0.3		0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
0.4		0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
0.5		0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
0.6		0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
0.7		0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
0.8		0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
0.9		0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0		0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048
Valeur de M_2	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009

Tableau des Armatures (en cm²)

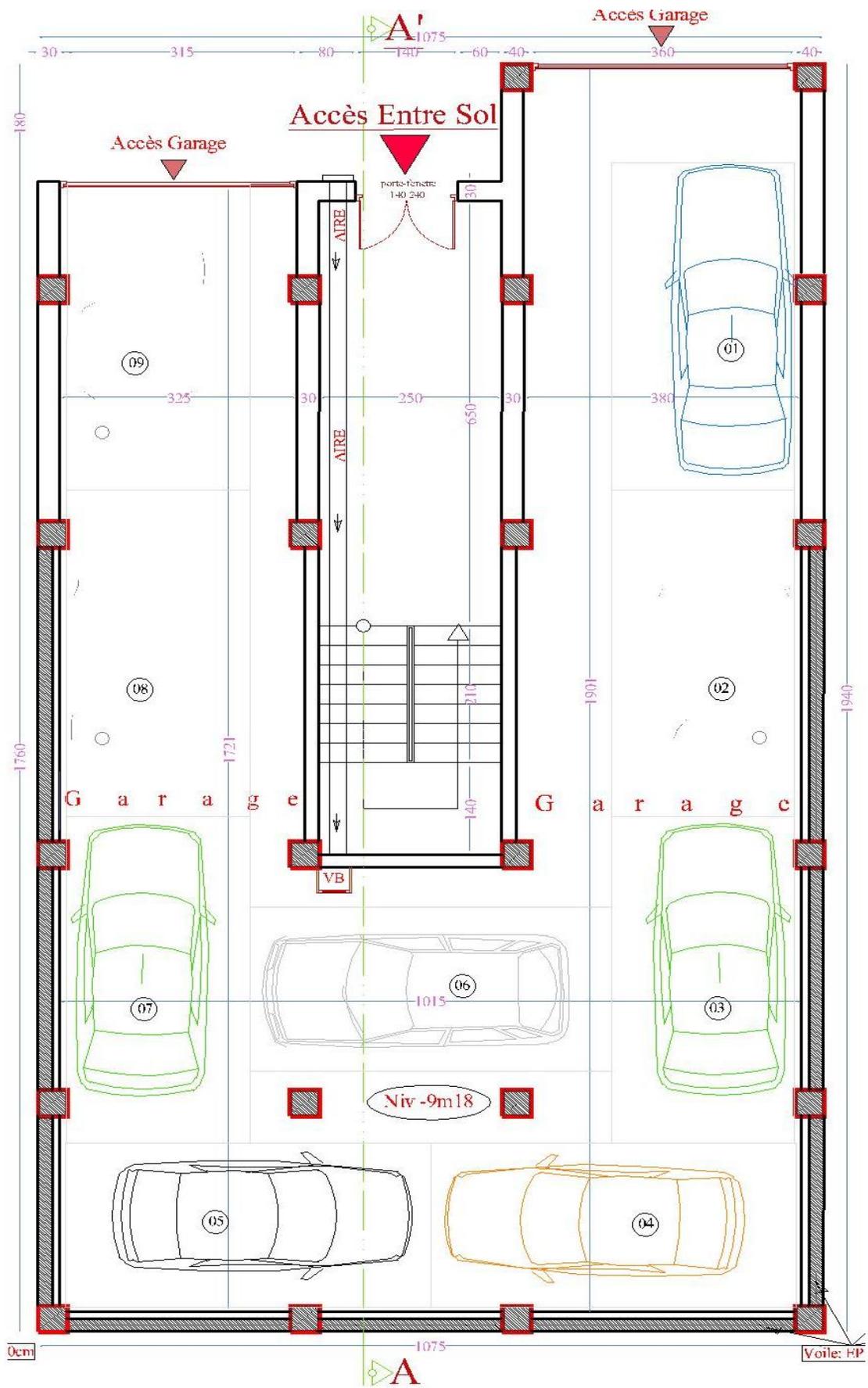
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



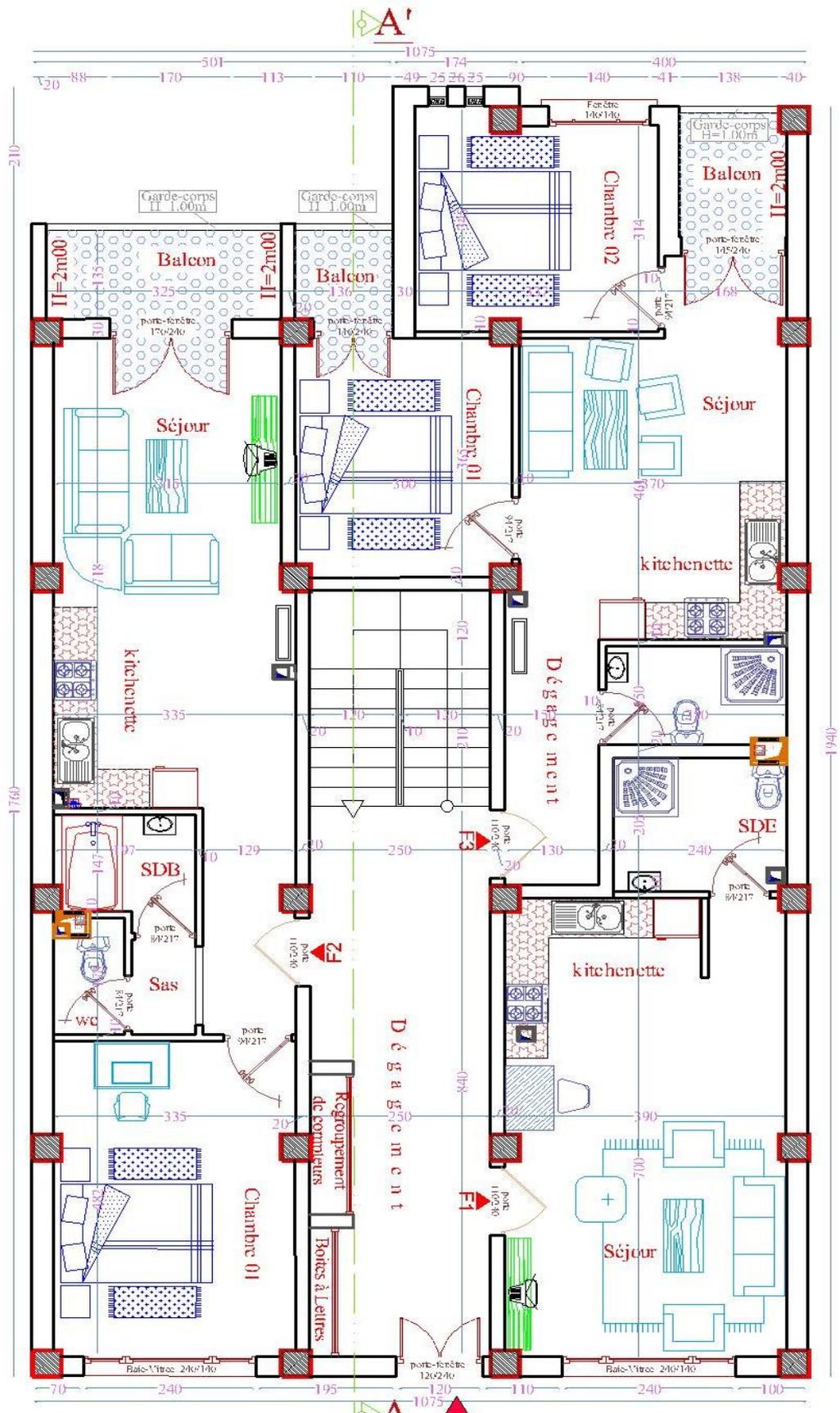
Plan Entre-Sol 01 Ech:1/50



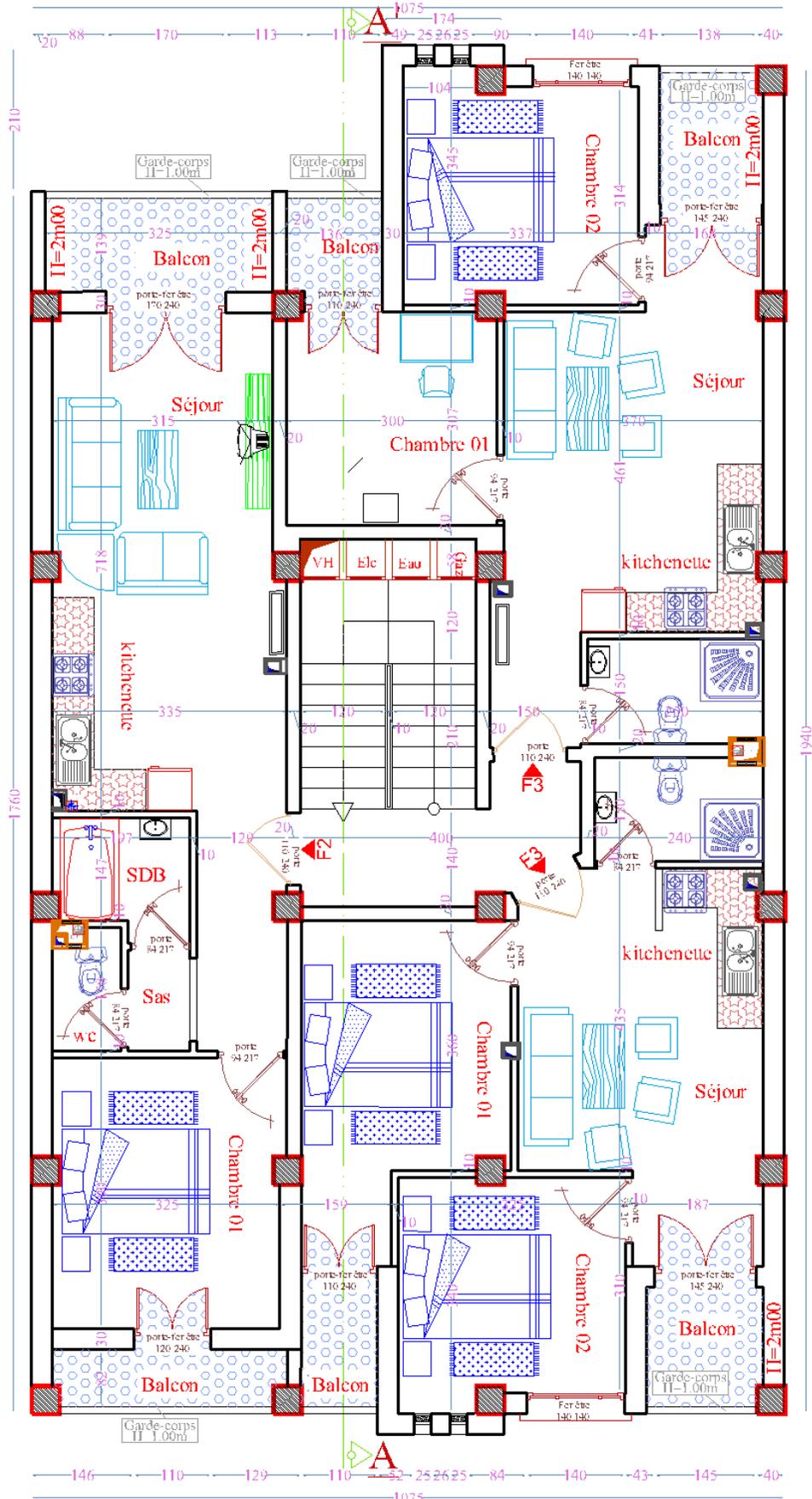
Plan Entre-Sol 02 Ech:1/50



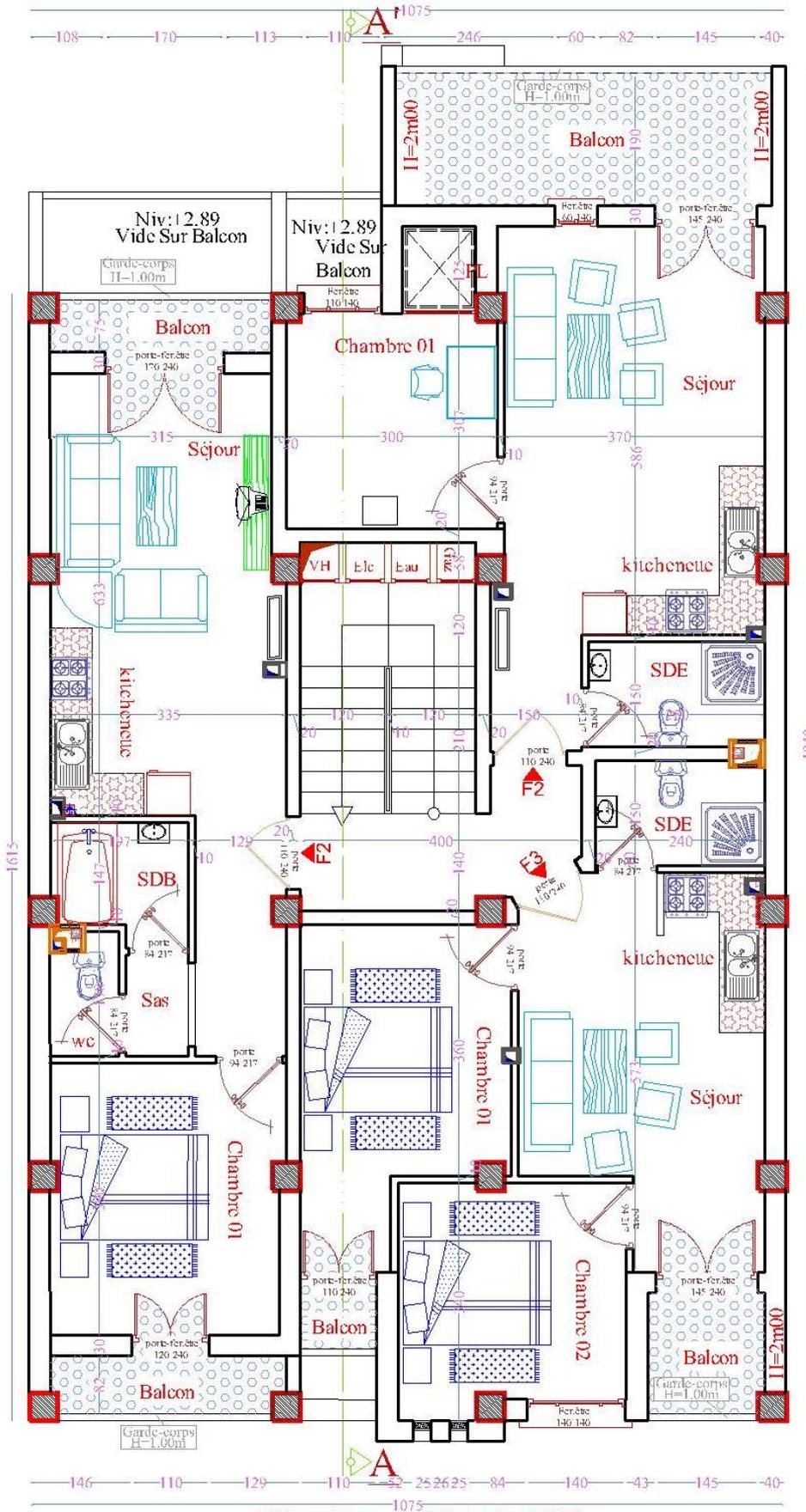
Plan Entre-Sol 03 Ech:1/50



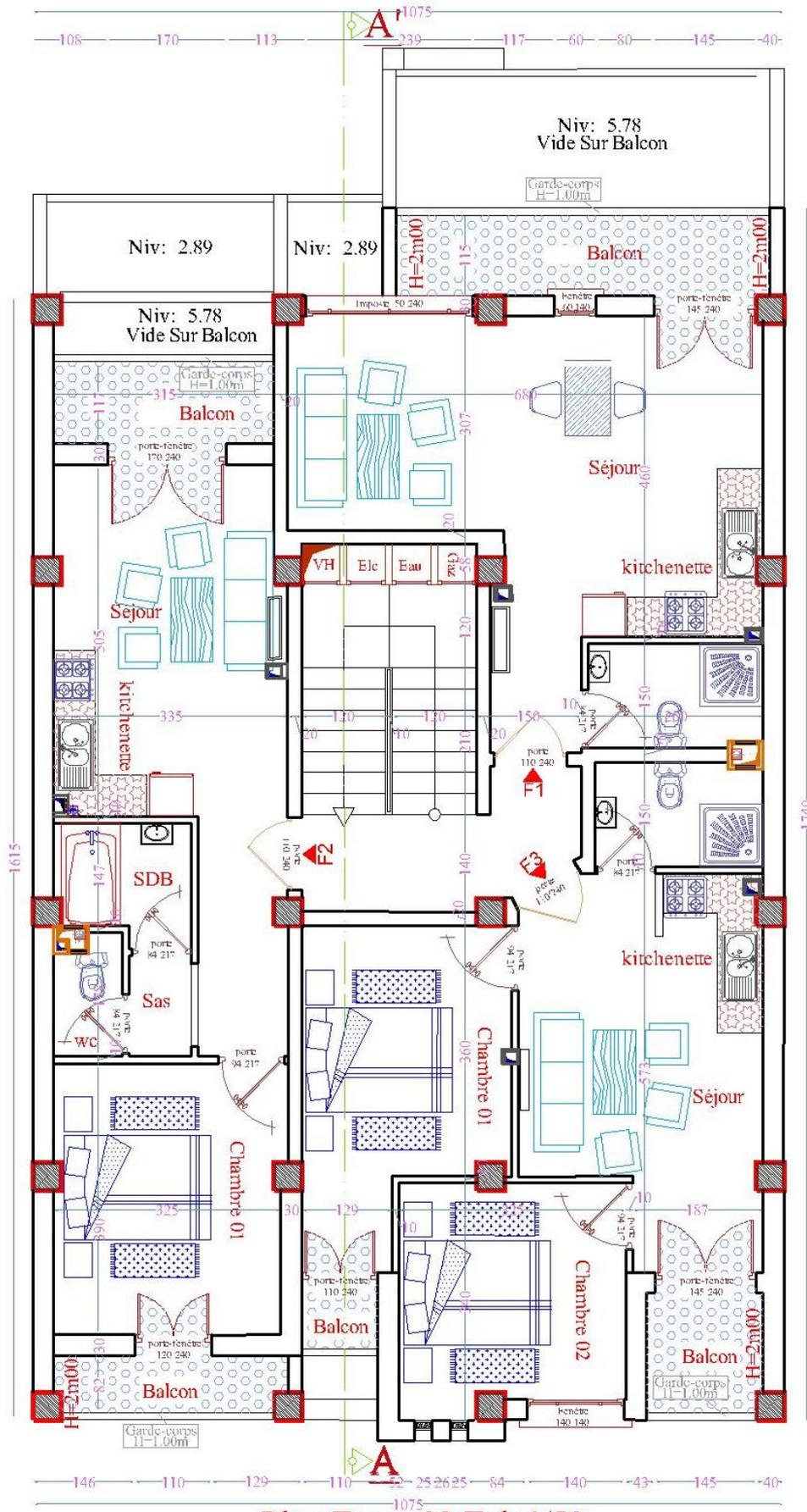
A
Accès Principale
Plan RDC Ech:1/50



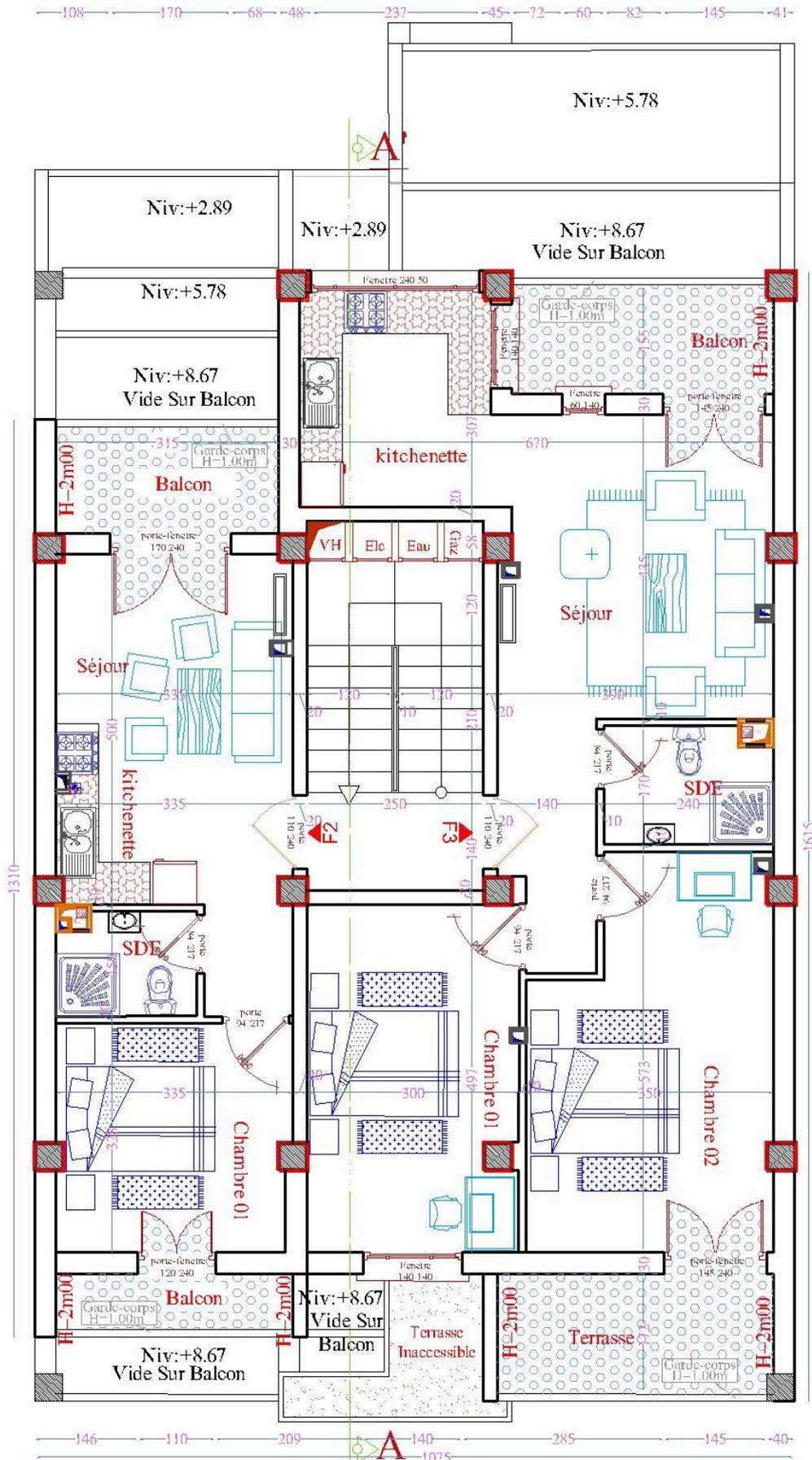
Plan Etage 01 Ech:1/50



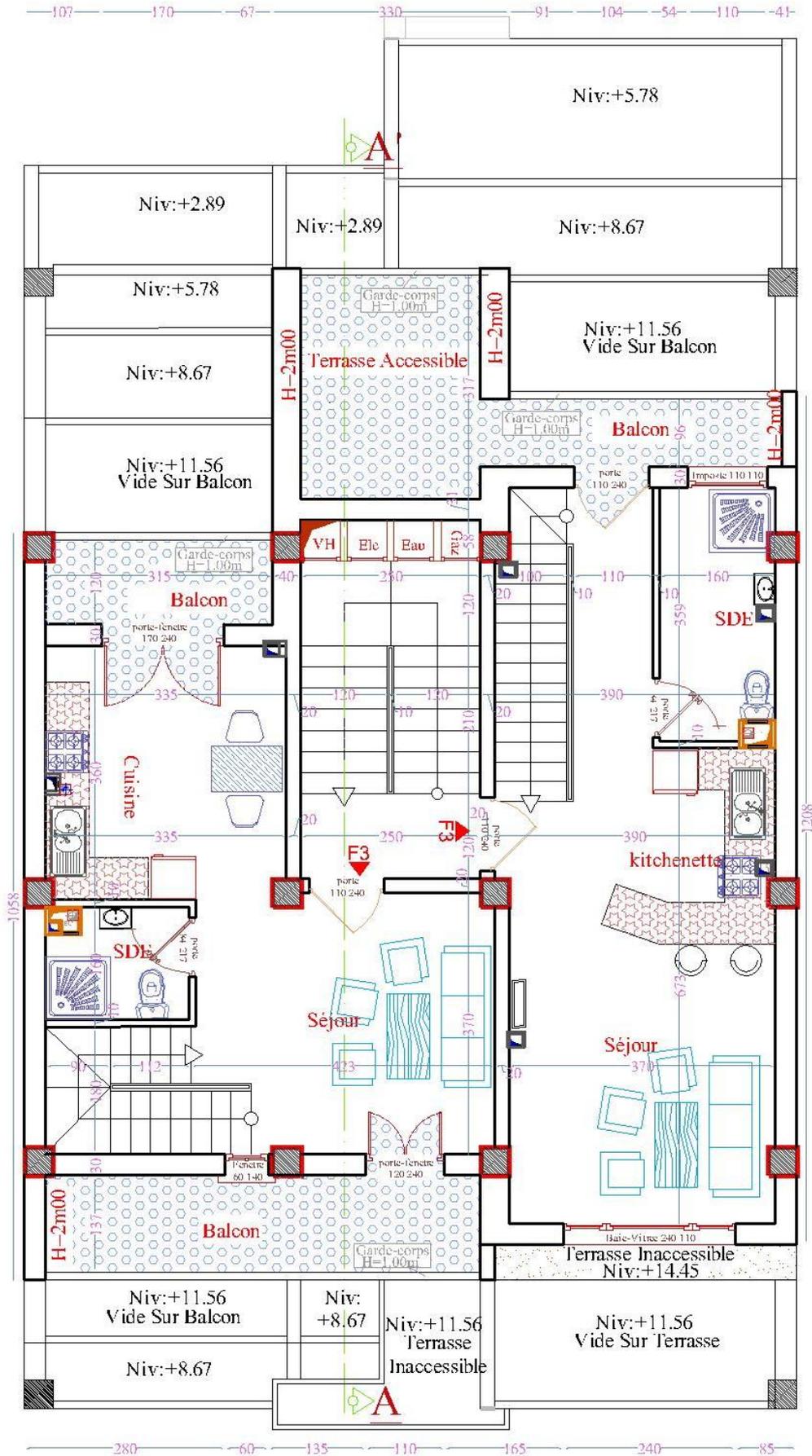
Plan Etage 02 Ech:1/50



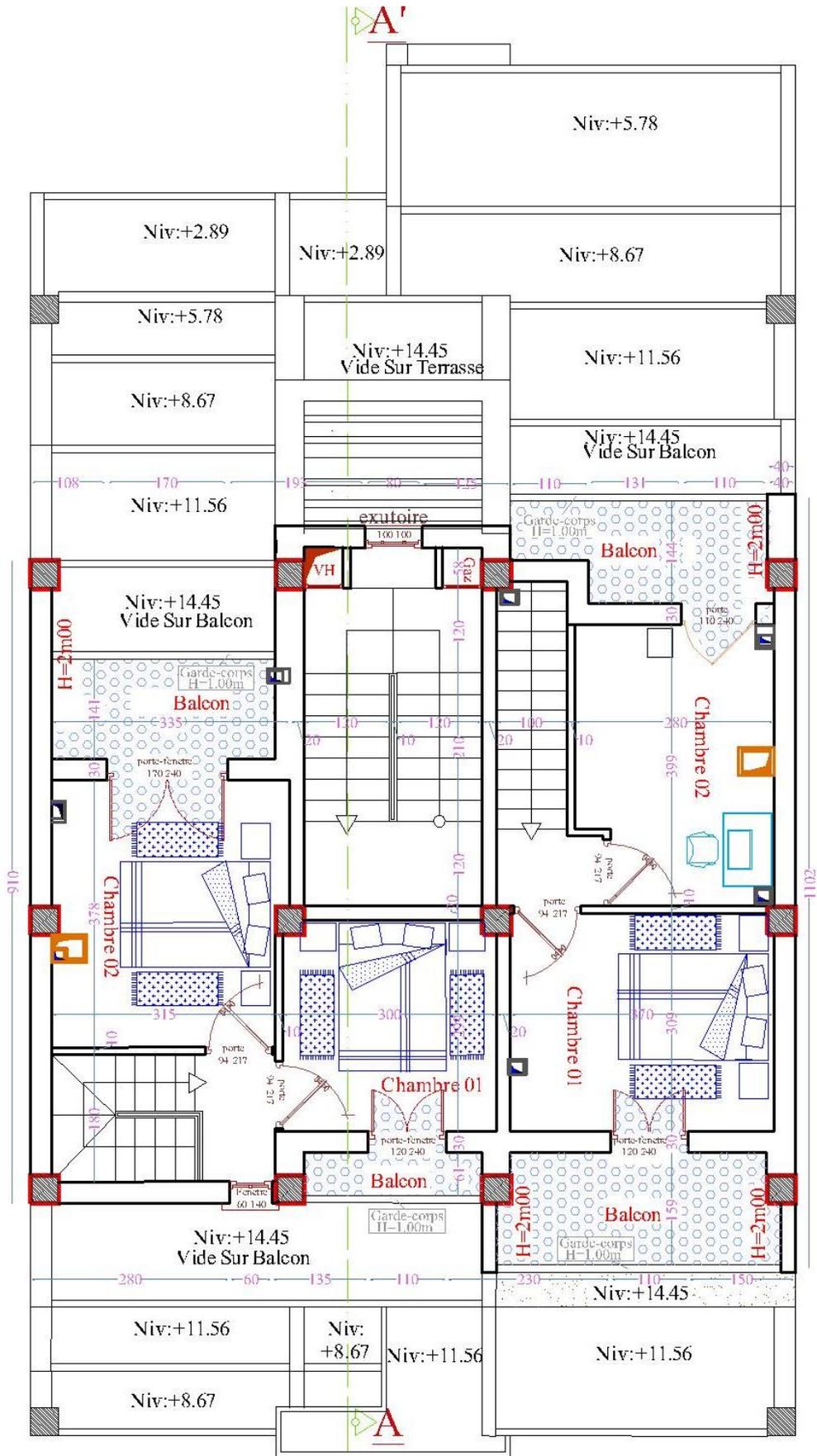
Plan Etage 03 Ech:1/50



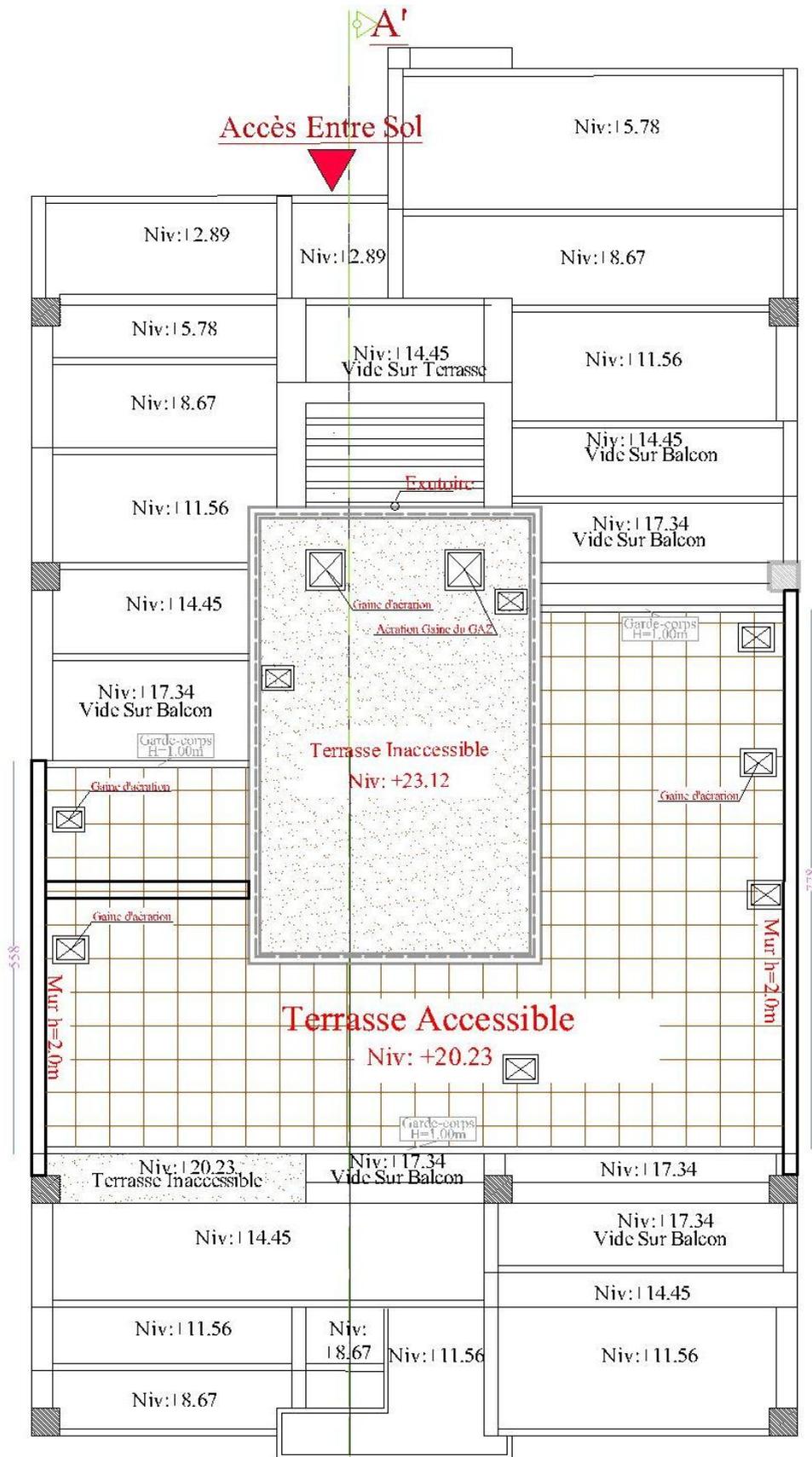
Plan Etage 04 Ech:1/50



Plan Etage 05 Ech:1/50



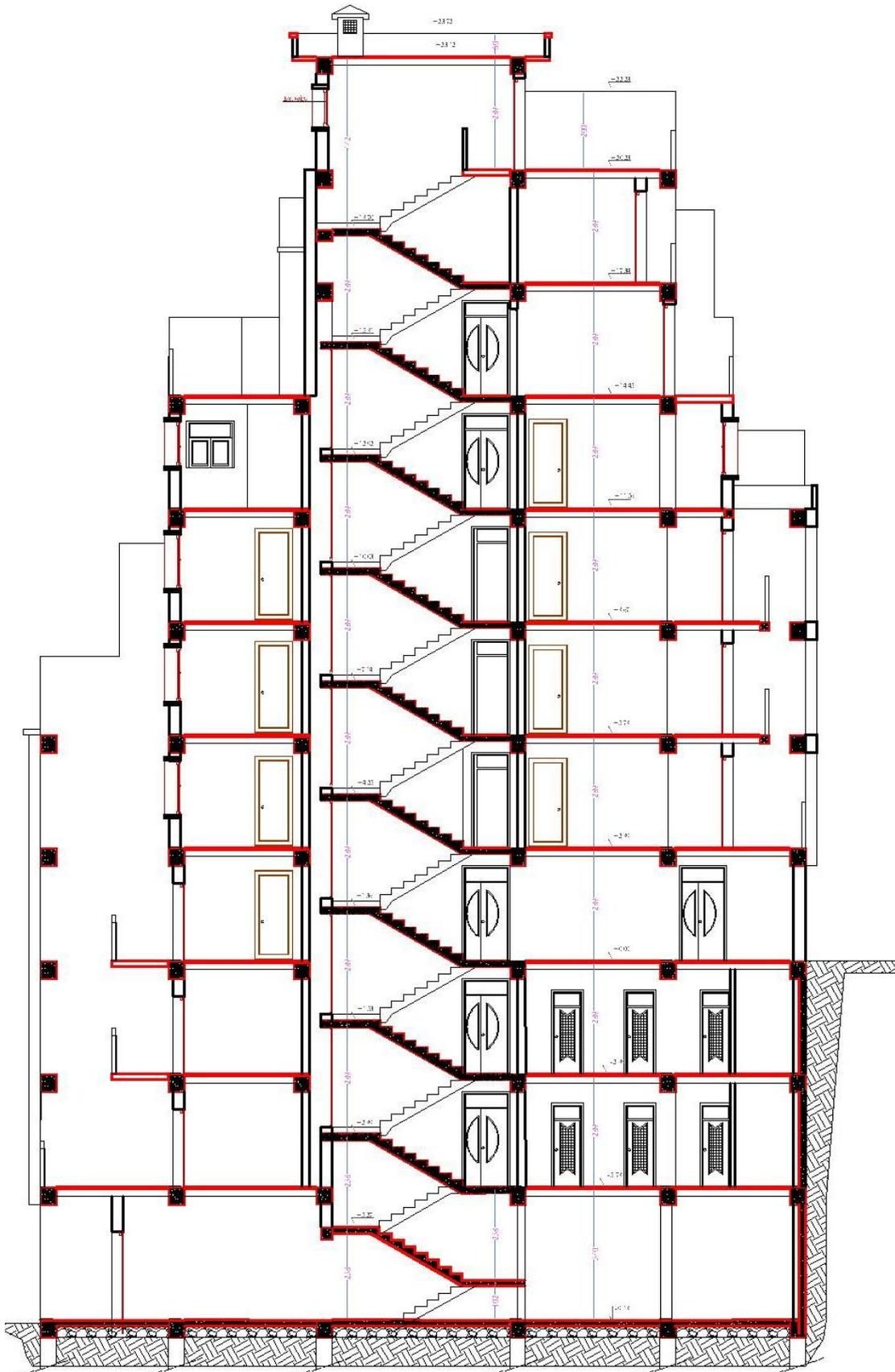
Plan Etage 05 Duplexe Ech:1/50




Accès Principale
Plan Terrasse Ech:1/50

COUPE A-A

Ech : 1/50



Façade Principale Ech : 1/50

