



Faculté technologie
Département de genie civile

Memoire de fin d'etude

En vue de l'obtention du diplome de Master en Génie civil
Option: Structures

Thème:

Etude d'un bâtiment (R+7 + mezzanine et sous-sol) A usage d'habitation contreventé Par un système mixte

Réalisé par :

• Mlle **BENABBAS Habiba**

• Sous la direction de:

• Mme **SEGHIR**

Membre de jury :

M. BOUZEROURA Mansour.

M. OURTEMACHE Mourad.

Dédicaces

On dédie ce travail à nos parents à notre famille et surtout à nous qui ont été toujours là l'un pour l'autre, à notre encadreur qui nous a aidés toujours, nos collègues et nos amis, à tout prof qui nous a aidés.

SOMMAIRE

Dédicaces	
Symboles et Notations.....	
Liste des Tableaux.....	
Liste des Figures.....	
Introduction générale	1

Chapitre I : GENERALITE

Introduction	2
I.1. Descriptions un de l'ouvrage :	2
I.1.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	2
I.2. Caractéristiques géométriques du sol :.....	2
I.3. Résumé du rapport du sol :	3
I.4. Règlements et normes utilisés.....	3
I.5. Description structurale	4
I.5.1. Choix du contreventement.....	6
I.6. Les états limitent	6
I.6.1. États Limites Ultimes (ELU).....	6
I.6.2. États Limites de Service (ELS)	7
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	8
I.7.1. Concept du Béton Armé	8
I.7.2. Le béton.....	8
I.7.3. L'acier :	11
I.8. Actions et sollicitations.....	13
I.8.1. Les actions.....	13
I.8.2. Les sollicitations.....	13

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :	14
II.1. Prédimensionnements :	14
II.1.1 Planchers (corps creux) :	14
II.1.2 Les poutrelles	15
II.1.2.1. Disposition des poutrelles :	16

II.1.3. Pré dimensionnement des dalles pleines :.....	21
II.1.4. Pré dimensionnement des escaliers :.....	23
II.1.5. Pré dimensionnement des poutres :.....	26
II.1.6. Pré dimensionnement des poteaux :.....	28
II.1.7. Pré dimensionnement des voiles :.....	29
II.1.8. L'acrotère :.....	29
II.3. Evaluation des charges et surcharges :	30
Conclusion.....	41

Chapitre III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Introduction	42
III.1. Études des planchers	42
III.1.1. Plancher à corps creux	42
III.1.1.1. Les poutrelles	42
III.1.1.2. Ferrailage des poutrelles	52
III.2. Les dalles pleines	61
III.2.1. Ferrailage des dalles pleines :.....	61
III.2.1.1. Dalle sur trois appuis (D1).....	61
III.2.1.2. Dalle sur deux appuis :.....	67
III.2.1.3. Dalle sur quatre appuis.....	69
III.2.1.4. Dalle sur un seul appui.....	75
III.3. Les Escaliers :.....	77
III.3.1. Étude de l'escalier à 2 volées	77
III.3.2. Étude de la poutre palière :	82
III.3.3. Étude de la poutre de chaînage	88
III.4. Acrotère	91
III.4.1. Étude de l'acrotère.....	91
III.4.2. Ferrailage de l'acrotère.....	93

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Méthodes de calculs	97
IV.1.1. Méthode statique équivalente.....	97
IV.1.2. Les méthodes dynamiques.....	101

IV.1.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale.....	101
IV.1.2.2. Méthode d'analyse par accélérogrammes.....	102
IV.2. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....	102
IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016 V16.2.0 :	103
IV.4. Les modes de vibration :	105
IV.5. Justification de l'interaction voiles portiques	108
IV.5.1. Sous charges verticales.....	108
IV.5.2. Sous charges horizontales	108
IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	110
Conclusion.....	112

Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Introduction :	113
V.1. Étude des poutres :	113
V.1.1. Recommandation du RPA99/Version 2003 :	113
V.1.2. Sollicitation et ferrailage des poutres :	114
V.1.3. Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1).....	115
V.1.4. Contrainte tangentielle maximale :.....	117
V.1.5. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	117
V.1.6. État limite de compression du béton.....	118
V.1.7. État limite de déformation	119
V.2 Étude des voiles :	120
V.2.1 Exigence du RPA :	120
V.2.2 Exemple de calcul :	122
V.2.2.1. Les sollicitations	122
V.2.2.2. Ferrailages :	123
V.3. Étude des poteaux.....	130
V.3.1. Recommandation du RPA99/V2003 :	130
V.3.2. Sollicitations de calcul :	132
V.3.3. Ferrailage des poteaux :	133
V.3.4. Exemple de calcul :	133
V.3.5. Vérifications :	136

V.3.5.1. Vérification au flambement :	136
V.3.5.2. Vérification des contraintes :	138
V.3.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes :	139
V.3.6. Vérification des zones nodales	141
V.3.6.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux :	141

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Introduction :	144
VI.1. Les différents types de fondations :	144
VI.1.1. Choix du type des fondations :	144
VI.2. Reconnaissance du sol	145
VI.3. Calcul de l'infrastructure :	145
VI.3.1. Choix du type de fondation	145
VI.3.2. Étude du radier :	146
VI.3.2.1. Vérifications diverses :	148
VI.3.2.2. Ferrailage du radier :	150
VI.4. Etude des nervures :	154
VI.4.1. Ferrailage des nervures :	158
VI.4.2. Vérification nécessaire :	159
VI.5. Étude de voile périphérique :	162
VI.5.1 Dimensionnement des voiles :	162
VI.5.2. Évaluation des charges et surcharges :	162
VI.5.3. Ferrailage du voile périphérique :	162
VI.5.4. Vérifications :	164
Conclusion :	166
Introduction	168
Bibliographie	
Annexes	

Symboles et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement	C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
A_t : Section d'un cours d'armature transversal.	f_{gi} : La flèche correspondant à g.
A : Coefficient d'accélération de zone	f_{qi} : La flèche correspondant à q.
a : Epaisseur.	f_{gv} : La flèche correspondant à v.
α : Coefficient de la fibre neutre	f_{ji} : La flèche correspondant à j
B : Aire d'une section de béton.	Δ : La flèche admissible.
Br : Section réduite.	F : Coefficient de sécurité = 1.5
B, b : la largeur (m).	Δf_t : La flèche totale
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.	H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
C_u : La cohésion du sol (KN/m ²).	h_t : Hauteur totale du plancher
D : Diamètre, dalle	h_o : Epaisseur de la dalle de compression.
ELS : Etat limite de service.	h_e : Hauteur libre d'étage.
ELU : Etat limite ultime.	I : Moment d'inertie (m ⁴).
G : Action permanente.	I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.
E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.	I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.
: Module d'élasticité instantanée.	I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.	I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
E_d, E_c : Sont les modules de déformation.	Q : Charge variable
e_v : Epaisseur du voile.	Q : Facteur de qualité.
F : Force ou action générale.	q_s : Charge de service. .
F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).	L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
f : Flèche.	L : Longueur ou portée.
N_u : Effort normal ultime	L_x = distance entre nus de poutrelles
n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence	L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
: Poids total transmis par la superstructure (KN).	I'_g et I'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
N : Effort normale du aux charges verticales	
T : Effort tranchant.	M : Moment en général

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).	M_a : Moment sur appui.
S : Section, surface	M_u : Moment de calcul ultime
S : Surface du radier (m ²).	M_{ser} : Moment de calcul de service
S_t : Espacement des armatures.	M_t : Moment en travée
f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R	M₀ : Moment isostatique
P_g et p_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement	M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
V : Effort tranchant.	M_i : Moment à l'appui i
X, Y et Z : Coordonnées en général.	M_j : Moment correspondant à j.
Y : Ordonnée de la fibre neutre.	M_g : Moment correspondant à g.
Z : Coordonnée, bras de levier	M_q : Moment correspondant à q.
Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).	N : Effort normal de service.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.	b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
W : poids propre de la structure.	d : Hauteur utile
W_{Qi} : Charges d'exploitation.	e : Excentricité, épaisseur
σ_b : Contrainte de compression du béton	f_e : Limite d'élasticité.
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.	f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).	f_{tj} Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)
W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.	h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.	σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
ν : Coefficient de poisson	σ : Contrainte normale.
σ_j : Contrainte correspondant à j.	σ_q : Contrainte correspondant à q.
σ_g : Contrainte correspondant à g.	q : chargement KN/ml..
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).	λν : Coefficient différé
σ_b : Contrainte de compression du béton	u : Contrainte de cisaillement (MPa).
λ_i : Coefficient instantané	η : Facteur d'amortissement.
σ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).	β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
I : Moment réduit limite.	u : Moment ultime réduit

Liste des Tableaux

Tableau II. 1 : Section et poids des poteaux.....	28
Tableau II. 2 : évaluation des charges des planchers dalles pleines.....	30
Tableau II. 3 : évaluation des charges des paliers.....	30
Tableau II. 4 : évaluation des charges des volées.....	31
Tableau II. 5 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.....	32
Tableau II. 6 : évaluation des charges des planchers étages courants.....	33
Tableau II. 7 : évaluation des charges des cloisons intérieures.....	33
Tableau II. 8 : Descente de charge.....	37
Tableau II. 9 : Vérification à la compression aux différents niveaux.....	40
Tableau II. 10 : Résumé des dimensions opté pour les différents éléments.....	40
Tableau II. 11 : Résumé des dimensions opté pour les poteaux dans chaque étage.....	40
Tableau III. 1 : les différents types de poutrelles.....	42
Tableau III. 2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	48
Tableau III. 3 : sollicitation dans le type 4 de poutrelle à l'ELU et l'ELS.....	51
Tableau III. 4 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.....	51
Tableau III. 5 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.....	56
Tableau III. 6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	57
Tableau III. 7 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	63
Tableau III. 8 : Ferrailage de dalle sur 4 appuis.....	70
Tableau III. 9 : Résumé des résultats de ferrailage.....	78
Tableau III. 10 : Évaluation de la flèche.....	80
Tableau III. 11 : Calcul d'armature de l'escalier.....	82
Tableau III. 12 : Calcul d'armature.....	85
Tableau III. 13 : Le ferrailage de la poutre de chaînage.....	89
Tableau III. 14 : vérification des contraintes.....	90
Tableau III. 15 : Différentes combinaisons à utiliser.....	92
Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q	98
Tableau IV. 2 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	101
Tableau IV. 3 : La participation massique pour chaque mode.....	103
Tableau IV. 4 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	108
Tableau IV. 5 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles dans les sens xx. ..	109
Tableau IV. 6 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles dans les sens yy ...	109
Tableau IV. 7 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	110
Tableau IV. 8 : Vérification des déplacements.....	111
Tableau IV. 9 : Vérification a L'effet P- Δ	112

Tableau V. 1 : Sollicitation et ferrailage des poutres.	114
Tableau V. 2 : Vérification des contraintes tangentielles.	117
Tableau V. 3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	118
Tableau V. 4 : Vérification de l'état limite de compression	118
Tableau V. 5 : Vérification de l'état limite de déformation.	119
Tableau V. 6 : Sollicitations dans le voile du Vy1 du S.sol.	122
Tableau V. 7 : Ferrailage du voile Vy1.	126
Tableau V. 8 : Ferrailage du voile Vx4.	128
Tableau V. 9 : Les sollicitations dans les poteaux	132
Tableau V. 10 : Calcul des armatures longitudinales :	134
Tableau V. 11 : calcul des armatures transversales.	135
Tableau V. 12 : Justification au flambement pour les poteaux	137
Tableau V. 13 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :	138
Tableau V. 14 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :	139
Tableau V. 15 : Les moments résistants dans les poteaux :	141
Tableau V. 16 : Les moments résistants dans les poutres	142
Tableau V. 17 : Vérification des zones nodales poutres principale.	142
Tableau V. 18 : Vérification des zones nodales poutres secondaires.	143
Tableau VI. 1 : Tableau du ferrailage de radier.	151
Tableau VI. 2 : Vérification des contraintes à l'ELS.	152
Tableau VI. 3 : Calcul des armatures à l'ELS.	152
Tableau VI. 4 : Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.	153
Tableau VI. 5 : Les chargements sur les travées sens X-X.	157
Tableau VI. 6 : Les chargements sur les travées sens Y-Y.	157
Tableau VI. 7 : Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.	157
Tableau VI. 8 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.	158
Tableau VI. 9 : Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.	158
Tableau VI. 10 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.	158
Tableau VI. 11 : Calcul des ferrailages.	159
Tableau VI. 12 : Vérification des contraintes à l'ELS	160
Tableau VI. 13 : Calcul des armatures à l'ELS.	160
Tableau VI. 14 : Ferrailage des voiles périphériques.	163
Tableau VI. 15 : Vérification des contraintes à l'ELS.	165
Tableau VI. 16 : Calcul des armatures à l'ELS.	165

Liste des Figures

Figure I. 1 : Diagramme contrainte-déformation du béton	10
Figure I. 2 : Diagramme contraintes déformations.....	12
Figure II. 1 : Plancher a Corps creux	15
Figure II. 2 : Schéma statique d'une poutrelle	16
Figure II. 3 : Disposition des dalles pleines dans le parking.....	16
Figure II. 4 : Disposition des poutrelles RDC.....	17
Figure II. 5 : Disposition des poutrelles Mezzanine.....	18
Figure II. 6 : Disposition des poutrelles 1ère Étage	19
Figure II. 7 : Disposition des poutrelles 2ème Étage	20
Figure II. 8 : Disposition des poutrelles 3ème jusqu'au 7ème étage.....	21
Figure II. 9 : Dalle sur 1 Appui	22
Figure II. 10 : Dalle sur 2 appuis.....	22
Figure II. 11 : Dalle sur 3 appuis.....	23
Figure II. 12: Dalle sur 4 appuis.....	23
Figure II. 13 : Escalier Sous-sol.....	24
Figure II. 14 : Escalier RDC.....	25
Figure II. 15 : Escalier étage courant	26
Figure II. 16 : Acrotère.....	30
Figure II. 17 : Surface afférente Sous-sol	34
Figure II. 18 : Surface afférente RDC	34
Figure II. 19 : Surface afférente Mezzanine.....	35
Figure II. 20 : Surface afférente 1 ^{er} étage.....	36
Figure II. 21 : Surface afférente Terrasse inaccessible	37
Figure III. 1 : Les moments sur appuis pour des poutres à deux travées.	45
Figure III. 2 : Les moments sur appuis pour des poutres à plus de deux travées.....	45
Figure III. 3 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans les poutres continues {deux travées et plus de deux travées}.....	46
Figure III. 4 : schéma de ferrailage des poutrelles	61
Figure III. 5 : schéma de ferrailage sur 3 appuis	67
Figure III. 6 : schéma de ferrailage sur 2 appuis	69
Figure III. 7 : Schéma de ferrailages de la dalle sur 4 appuis	74
Figure III. 8 : schéma de ferrailage sur un seul appui	76
Figure III. 9 : Schéma à ferrailer pour l'escalier	78
Figure III. 10 : Schéma de ferrailage de l'escalier	81
Figure III. 11 : Schéma statique de la poutre palière.....	82
Figure III. 12 : Section creuse équivalente.....	83
Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	88
Figure III. 14 : Schéma de ferrailage poutre de chainage	90

Figure III. 15 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	96
Figure IV. 1 : Graphe du spectre.	102
Figure IV. 2 : Schéma de la disposition des voiles	104
Figure IV. 3 : 1 ^{er} mode (translation suivant Y).	105
Figure IV. 4 : 2 ^{ème} mode (translation suivant X).	106
Figure IV. 5 : 3 ^{ème} mode (torsion autour de Z).	107
Figure V. 1 : Schéma de ferrailage de la poutre.....	119
Figure V. 2 : Zone tendue et courante dans les voiles.....	124
Figure V. 3 : Schémas de ferrailage Vy1.	129
Figure V. 4 : Zone nodale.....	131
Figure V. 5 : section du poteau	138
Figure V. 6 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	140
Figure VI. 1 : Le panneau le plus sollicité	150
Figure VI. 2 : Ferrailage du radier.	153
Figure VI. 3 : Schéma des lignes de ruptures.....	154
Figure VI. 4 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X. ...	156
Figure VI. 5 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y. ...	156
Figure VI. 6 : Schéma des nervures	158
Figure VI. 7 : Ferrailage des nervures.....	161
Figure VI. 8 : Ferrailage du voile périphérique.....	165



Introduction générale:

Introduction

Le génie civil désigne la construction dans sa globalité, de la conception à la réalisation en passant par l'exploitation ou encore la réhabilitation d'ouvrages que ce soit dans le bâtiment ou les travaux publics. Sa mission a pour objectif de répondre à plusieurs paramètres à la fois : tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, et cela en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

La situation de l'Algérie (le nord beaucoup plus) fait que l'une des préoccupations majeures des ingénieurs en Génie Civile est de prévenir les risques sismiques car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+7+Mezzanine+sous-sol) qui regroupe un parking au niveau du sous-sol, Commerce au niveau du RDC, bureaux dans la mezzanine et premier étage, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles, portiques). Le projet est situé en zone IIa et dépasse les 14 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

- ♣ Quelle est la meilleure disposition des voiles pour avoir un bon comportement ?
- ♣ Quelle sont les différentes contraintes auxquelles l'ingénieur est confronté ?
- ♣ Quelle est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitre, dont on est sensé décrire et présenté notre ouvrage, pré dimensionner tous les éléments de notre structure, étudier les différents éléments secondaire de notre bâtiment (ferrailage, vérifications,...), modélisé notre structure via le logiciel ETABS afin de déterminé le dimensionnement finale et faire les vérifications nécessaires (statiques, dynamiques, interactions,...) , Faire sortir les sollicitations nécessaire pour l'étude des éléments principaux et à la fin on est sensé choisir le type de fondation en fonction de la contrainte du sol et bien sur le type du sol, et faire l'étude complète de la fondation.



CHAPITRE I : Généralités

Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base, sur lesquelles l'ingénieur prend appui pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet, on consacrera ce chapitre à la description du projet et à l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Descriptions un de l'ouvrage :

Le projet à étudier est un Bâtiment en R+7 + sous-sol, extrait d'un ensemble immobilier de 82 logements promotionnels, à usage multiple (local commercial, des locaux de services sous forme des bureaux, parking intégré, habitation) implanté à la cité Djama, dans la ville de Bejaïa. Cette dernière est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99, corrigé 2003), en Zone IIa (Zone de moyenne sismicité).

I.1.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les dimensions du bâtiment sont données comme suite :

A. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 27.721m.
- Hauteur du sous-sol : 3.6m
- Hauteur du RDC : 3.96m.
- Hauteur d'étage courant et mezzanine : 2.97m

B. Dimensions en plan :

- Largeur en plan 18.70m (pour tous les étages).
- La longueur en plan 21m (pour tous les étages).

I.2. Caractéristiques géométriques du sol :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de forte sismicité (zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme très meuble (S4).
- Contrainte admissible du sol = 1.35 bars à une profondeur de 5m

I.3. Résumé du rapport du sol :

Notre sol a été classé grâce aux essais pressiométrique qui permettent d'apprécier la succession des couches du sol et éventuellement leur nature. Les essais pressiométriques réalisés sont des essais au pressiomètre MENARD à l'enregistrement automatique, et l'essai d'expansion en forage conforme à la norme ENISO 22476-4 procédure B. La pression limite PL qui est de 0.592 MPa indique, d'après le tableau 3.2 de RPA, que notre sol est de catégorie S4 (très meubles)

Les résultats des essais granulométriques indiquent la présence d'un sol fin car plus de 50% des granulats passent à travers du tamis 80 μ m

La limite d'atterberg indique que notre sol est peu à très plastique

L'indice de consistance nous permet de classer notre sol comme consistant avec des caractéristiques mécaniques ($0.15 \text{ bars} < C_u < 0.3 \text{ bars}$; $10^0 < \phi < 20^0$).

Notre sol est moyennement compressible.

Les sols en place ne possèdent aucune agressivité vis-à-vis du béton durci de l'infrastructure

La nature du terrain et après l'analyse des résultats des essais pressiométriques, le labo a recommandé des fondations superficielles de type radier et qu'il y a lieu d'ancrer à partir de 5m de profondeur avec une contrainte admissible du sol qui est de 1.35 bars.

Le tassement total obtenu sous une fondation rigide subissant une surcharge de 1.35 bar est de l'ordre de $S_f = 1.86 \text{ cm}$

La capacité portante par les essais de laboratoire est de 5.11 bars et la contrainte admissible est de 1.84 bars.

I.4. Règlements et normes utilisés

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

1. Le CBA93 (Code De Béton Armé).
2. Le RPA 99 révisée 2003 (Règles Parasismique Algérien)
3. Le BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
4. DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
5. DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.5. Description structurale

❖ Les planchers

Ils sont Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forment un diaphragme horizontal rigide et assurent la transmission de forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

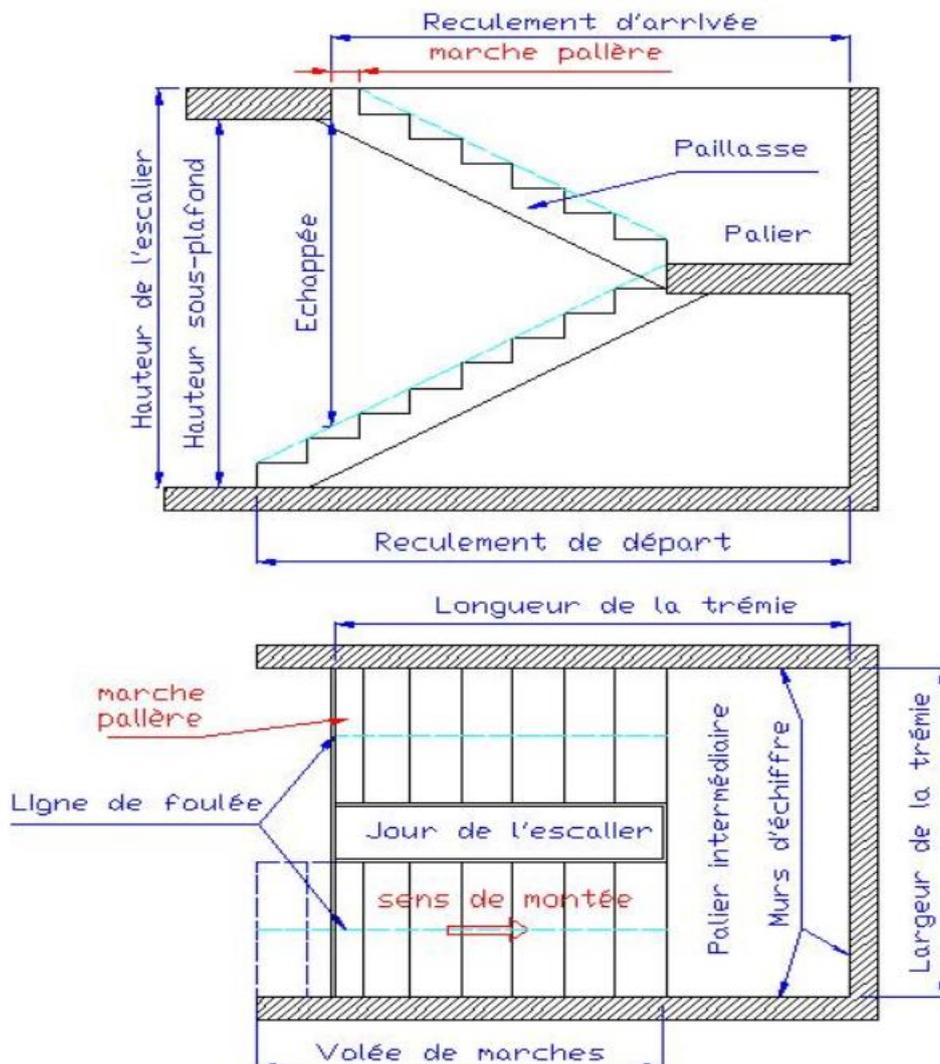
❖ Les escaliers

Ce sont des éléments secondaires ayant pour but le déplacement à pied d'un niveau à un autre. Ils permettent de monter ou de descendre.

Le Plan d'architecture, définit la forme et la dimension de l'escalier

Le Plan de coffrage et d'armatures nécessaires à la réalisation

La cage d'escalier est la pièce qui contient l'escalier.



Le palier d'étage correspond à la dernière marche qui est au niveau supérieur.

Le palier de repos est un palier intermédiaire placé entre 2 volées de marches pour un changement de direction ou dans un escalier droit quand la volée est supérieure à une vingtaine de marches.

L'emmarchement est la largeur utile de l'escalier entre les 2 limons ou les murs.

La trémie (ou chevêtre) est l'ouverture dans la dalle supérieure. Elle est définie par sa longueur et sa largeur dans un escalier droit. Pour un escalier quart tournant la trémie peut être en "L", dans ce cas on parlera de la longueur trémie de la 1ère volée et de la longueur trémie de la 2ème volée.

La hauteur de l'escalier (ou hauteur d'étage) est la hauteur totale de sol à sol fini.

La volée de marches est une suite continue de marches entre 2 paliers. La volée comprend aussi le 1/4 ou le 1/2 tournant qui contient des marches rayonnantes.

La marche est la partie horizontale où l'on met le pied. Elle peut être droite dans la volée droite, rayonnante dans la partie tournante, biaisée ou balancée dans un escalier balancé.

La profondeur de marche (appelée aussi "pas") est la distance horizontale entre le nez d'une marche et la contremarche suivante.

La contremarche est la partie verticale placée sous la marche et qui clos l'espace entre 2 marches. Elle peut être placée en retrait pour augmenter la profondeur de la marche.

Le garde-corps est la partie qui suit la main courante au niveau du palier. Il est situé à une hauteur d'un mètre au minimum.

La hauteur de marche est la distance verticale entre 2 marches successives. La hauteur de marche dans un escalier courant doit être comprise entre 17 et 20 cm.

Le giron est la distance horizontale entre 2 nez de marches. Il doit être compris entre 21 et 27 cm pour un escalier courant.

La pailasse est la dalle oblique qui supporte les marches de l'escalier dans un escalier en béton, (équivalent à la crémaillère dans un escalier en bois).

Notre structure contient 5 types d'escalier dont 2 en acier qui mènent du sous-sol au Rez de chaussé et le reste en Béton armé dont 1 qui mène RDC à la mezzanine et 2 d'autres qui mènent vers les étages courants qui diffèrent de nombres des marches et la hauteur d'étage

❖ Les maçonneries

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm
Séparées par une âme d'air de 5cm.

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

❖ L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

❖ Balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

I.5.1. Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.6. Les états limitent

L'état limite est l'état où toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance.

I.6.1. États Limites Ultimes (ELU)

Ce sont ceux qui mettent en cause la **sécurité** de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérées comme une ruine. On distingue :L'équilibre statique

La résistance d'un élément de la construction

La stabilité de forme (flambement)

La fatigue

I.6.2. États Limites de Service (ELS)

Ce sont ceux qui mettent en cause le **comportement** de la construction en exploitation.

On distingue deux cas :

- ✓ Ouverture des fissures.
- ✓ Déformation des éléments

➤ **Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites à l'ELU**

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELU sont les suivantes :

1. Conservation des sections planes.
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. Le béton tendu est négligé dans les calculs.
4. L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
5. L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
6. Le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de calcul (figure I.2).
7. Pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié
8. L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
9. Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

➤ **À l'ELS**

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELS sont les suivantes :

1. Les sections planes restent planes après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
4. Le béton tendu est négligé.
5. L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
6. L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
7. Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.7.1. Concept du Béton Armé

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40 MPa, néanmoins sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, de l'ordre de 500 MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture.

Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

I.7.2. Le béton

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

➤ **Résistance du béton**

a) Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16 × 32. Elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus d

L'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivant

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15} \quad (\text{Art A. 2. 1, 11 CBA93})$$

Où σ_j est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j}$	si $j < 60 \text{ jours}$
$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$	si $j > 60 \text{ jours}$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j}$	si $j < 28\text{jours}$
$f_{cj} = f_{c28}$	si $j \geq 28\text{jours}$

La résistance caractéristique f_{cj} est obtenue à partir de 28 donc $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction

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

$f_{tj} = 0.60 + 0.06f_{cj}$	si $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$ (A. 2.1, 12 BAEL91)
$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3}$	si $f_{cj} > 60\text{MPa}$ (Annexe F BAEL91)

Pour $j = 28\text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.60 + 0.06 \times 25 = 2.1\text{MPa}$

❖ Module de déformation longitudinale de béton

On distingue les modules de Young :

- Module de Young instantané E_{ij}
- Module de Young différé E_{vj}

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations dues au fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé. $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700f_{cj}^{1/3} \quad (\text{Art A. 2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{vj} = 11000f_{cj}^{1/3} \quad (\text{Art A. 2.1.2.2 CBA93})$$

$$E_{vj} = 11000\sqrt[3]{25} = 32164.2\text{ MPa}$$

Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS (Art A.2.1, 3 BAEL91).

Module d'élasticité transversale

Il est donné par :

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)}$$

$$\begin{cases} G = 0.4 E \rightarrow \text{pour le béton non fissuré (ELS)} \\ G = 0.5 E \rightarrow \text{pour le béton fissuré (ELU)} \end{cases}$$

ELU : $G = 0.4 E = 0.4 \times 32164.2 = 12865 \text{ MPa}$

ELS : $G = 0.5 E = 0.5 \times 32164.2 = 16082.1 \text{ MPa}$

Modèle de calcul à l'ELS

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte alors la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec, pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $n = 0.2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée (**Art A.4.5, 1 BAEL91**). De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333 \text{ MPa}$).

Modèle de calcul à l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole, rectangle sur un diagramme de contraintes déformations données sur la Figure V.1.

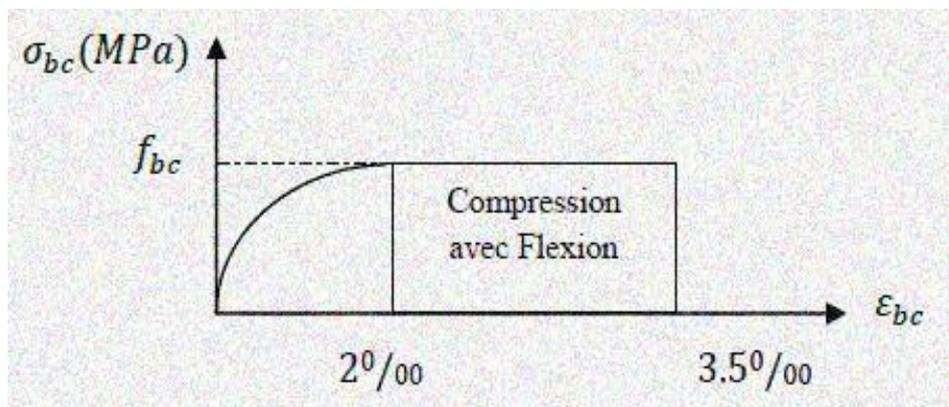


Figure I. 1 : Diagramme contrainte-déformation du béton

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1)}$$

Le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\begin{cases} \theta = 1 \rightarrow \text{si la durée est supérieur à } 24h \\ \theta = 0.9 \rightarrow \text{si la durée est comprise entre } 1h \text{ et } 24h \\ \text{sinon } \theta = 0.85 \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

I.7.3. L'acier :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

1) Les treillis soudés (TR)

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

2) Les ronds lisses (RL)

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

3) Les aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être $\geq 5\%$.

Les nuances des aciers utilisées sont :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de $FeE400$ de limite élastique de **400MPa**.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance $FeE 235 \text{ Mpa}$ avec $\emptyset 6$.

a. État limite ultime (ELU)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{Pour } c < \varepsilon_s < 10\% \quad \text{Avec : } \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s ; \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \\ \varepsilon_s: \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \end{cases}$$

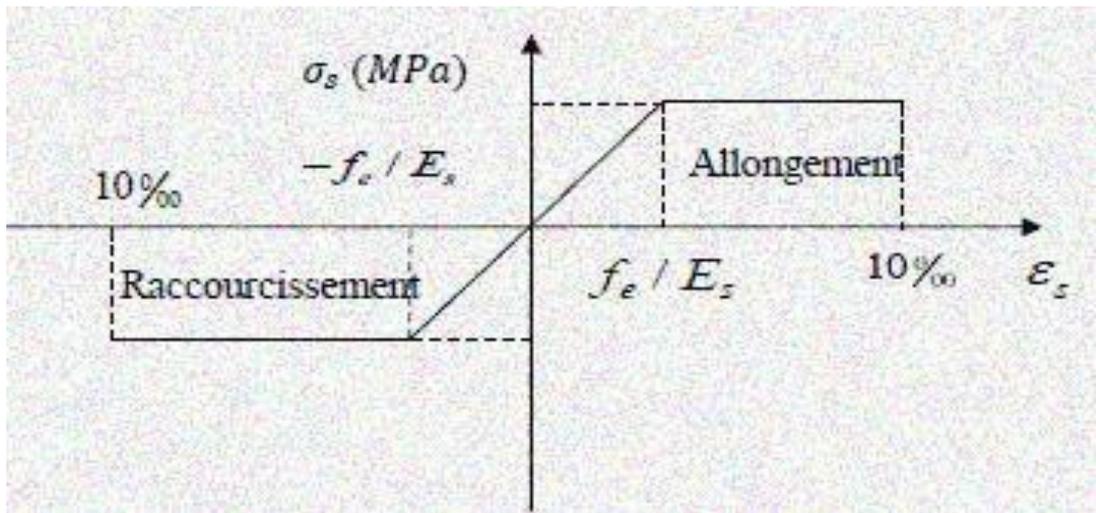


Figure I. 2 : Diagramme contraintes déformations.

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

b. État limite de service (ELS)

Selon le **BAEL91**, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de σ_s est donnée en fonction du type de la fissuration.

Fissuration peu nuisible (FPN) → aucune
vérification à faire. Fissuration nuisible (FN)

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments
exposés aux intempéries :

$$\sigma_s \leq \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}\right] \text{ CBA93(A.4.5.3.3)}$$

Fissuration très nuisible (ouvrage en mer), cas des éléments exposés aux
milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min\left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}\right] \text{ CBA93 (A4.5.3.4)}$$

Avec coefficient de fissuration : $\begin{cases} \eta = 1 \dots \dots \text{pour les ronds lisses.} \\ \eta = 1.6 \dots \dots \text{pour les HA} \end{cases}$

I.8. Actions et sollicitations

I.8.1. Les actions

On appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction. On distingue :

Les actions permanentes notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Le poids propre de la structure
- La poussée des terres et liquides.

Les actions variables notées Q , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps et on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques (neige, vent).
- Les charges dues à l'effet de température.

Les charges appliquées en cours d'exécution.

Les actions accidentelles, notées FA provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs.

I.8.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

Situation durable

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{array} \right.$$

Situation accidentelle

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0.8 G \pm Ex \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$



CHAPITRE II : **Predimensionnement des élément**

Introduction :

Ce chapitre a pour but de pré dimensionné les éléments secondaires et principaux tout en respectant les règlements (RPA99.V2003, BAEL91.V99, CBA93 et les Différents DTR, Pour assurer la reprise, la transmission et la résistance aux chargements verticaux.

II.1. Prédimensionnements :**II.1.1 Planchers (corps creux) :**

Les planchers nervurés à corps creux sont plus légers que les planchers en béton armé (dalle pleines).

Ils présentent également :

- Un avantage d'isolation thermique
- Coûtent moins cher que les autres types de planchers.

La hauteur totale h_t du plancher (poutrelles) doit vérifier la condition suivante :

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l_{max}}{20} \leq h_t \leq \frac{l_{max}}{25} \quad (\text{Article B.6.8.4.2 CBA93})$$

$$\text{Généralement on prend } \rightarrow \quad h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

Avec l_{max} est la travée maximale dans le sens de disposition des poutrelles (entre nus d'appuis).

h_t : la hauteur du plancher (dalle de compression + hauteur de l'hourdis)

$$h_t \geq \frac{5,9-0,4}{22,5} = 24,44cm$$

$$h_t \geq \frac{5,9-0,4}{25} = 22cm$$

On prend $h_t = 24cm$ donc soit un plancher de (20+4) cm tout en vérifiant la flèche.

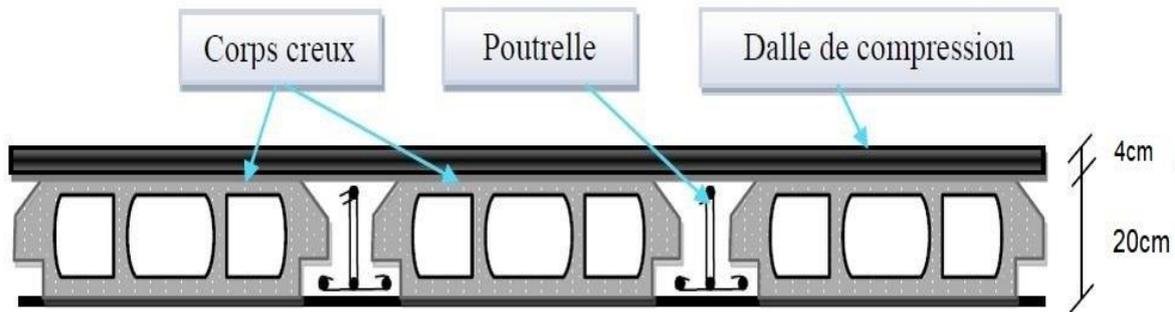


Figure II. 1 : Plancher à Corps creux

II.1.2 Les poutrelles

Les poutrelles se calculent sous forme d'une section en T, elles servent à reprendre les charges du plancher et les transmettre aux poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère de la plus petite portée (pour éviter le phénomène de flèche)
- Le critère de continuité (soulagement du moment par les appuis c'est-à-dire diminution du moment fléchissant par les appuis)

La largeur de la dalle (table) de compressions à prendre en considération est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$ht=24\text{cm}$$

$$bo= (0,4 \text{ à } 0,6) ht = 10 \text{ à } 15, \text{ soit } bo= 12\text{cm}$$

$$\frac{b - bo}{2} \leq \min\left(\frac{Lx}{2}; \frac{Ly}{10}\right)$$

Lx = est la distance entre les poutrelles

$$Lx= b-bo = 60-12 = 48\text{cm}$$

Ly = est la distance minimale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles ($Ly= 330$ cm).

$$\Leftrightarrow \frac{b-bo}{2} \leq \min\left(\frac{48}{2}; \frac{330}{10}\right)$$

$$\Leftrightarrow \frac{b-12}{2} \leq 24$$

$$b \leq (24 \times 2) + 12= 60\text{cm}$$

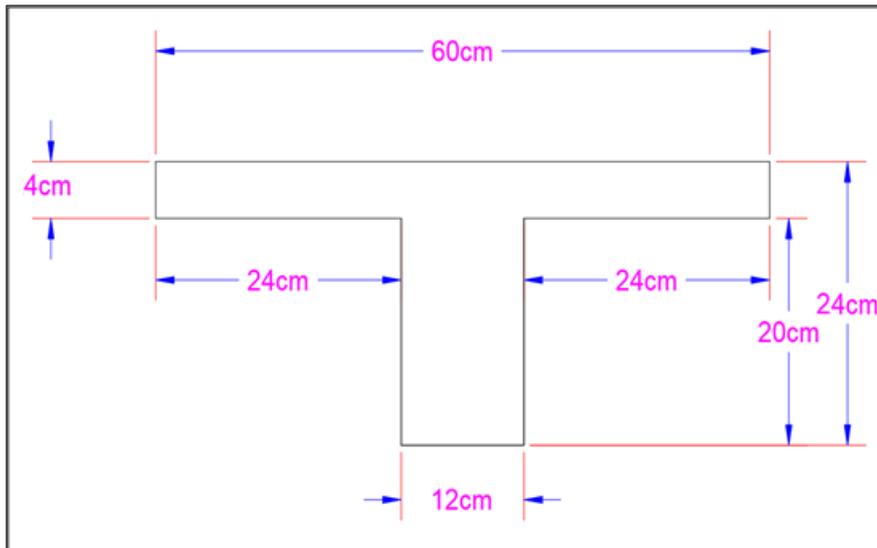


Figure II. 2 : Schéma statique d'une poutrelle

II.1.2.1. Disposition des poutrelles :

- Parking :

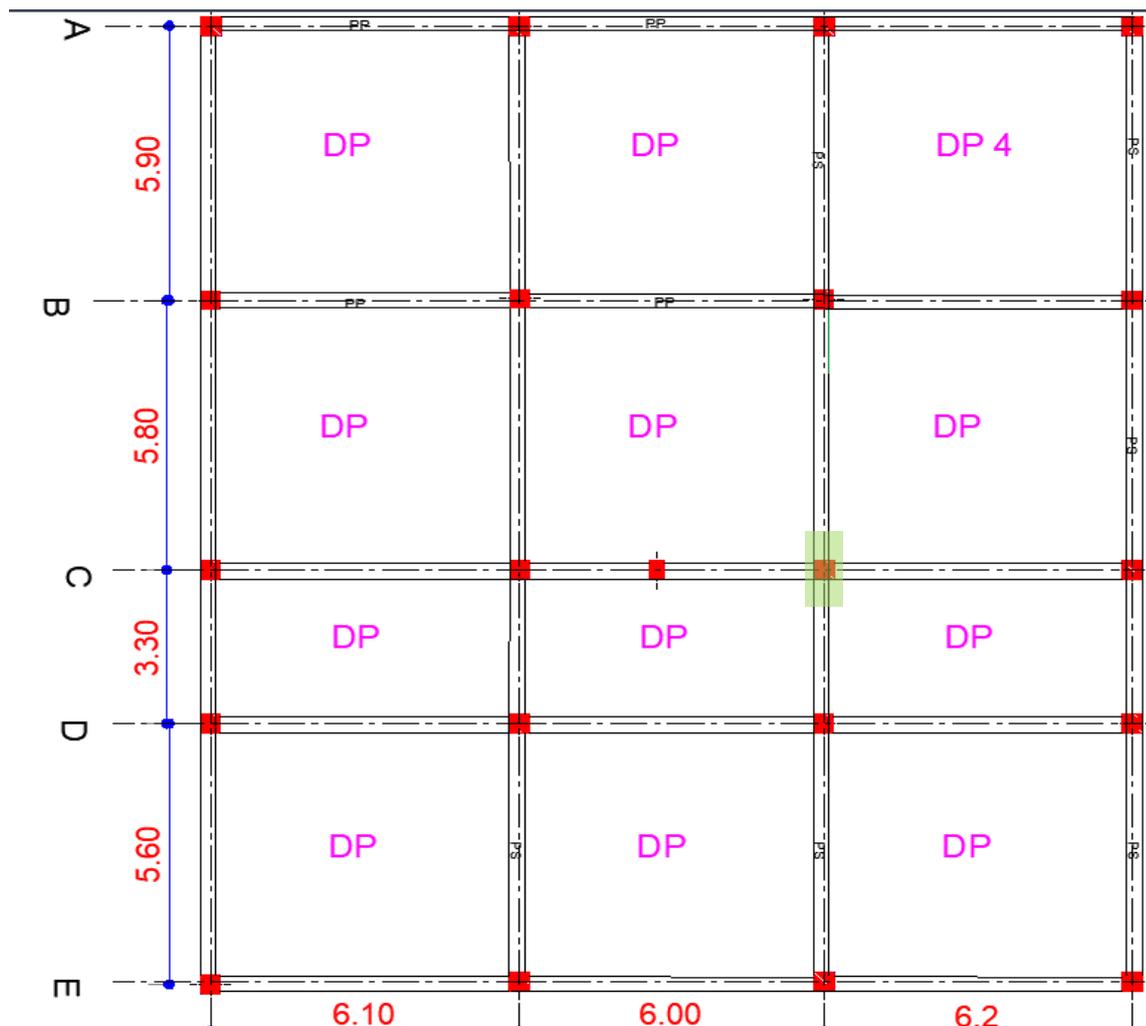


Figure II. 3 : Disposition des dalles pleines dans le parking

- RDC :

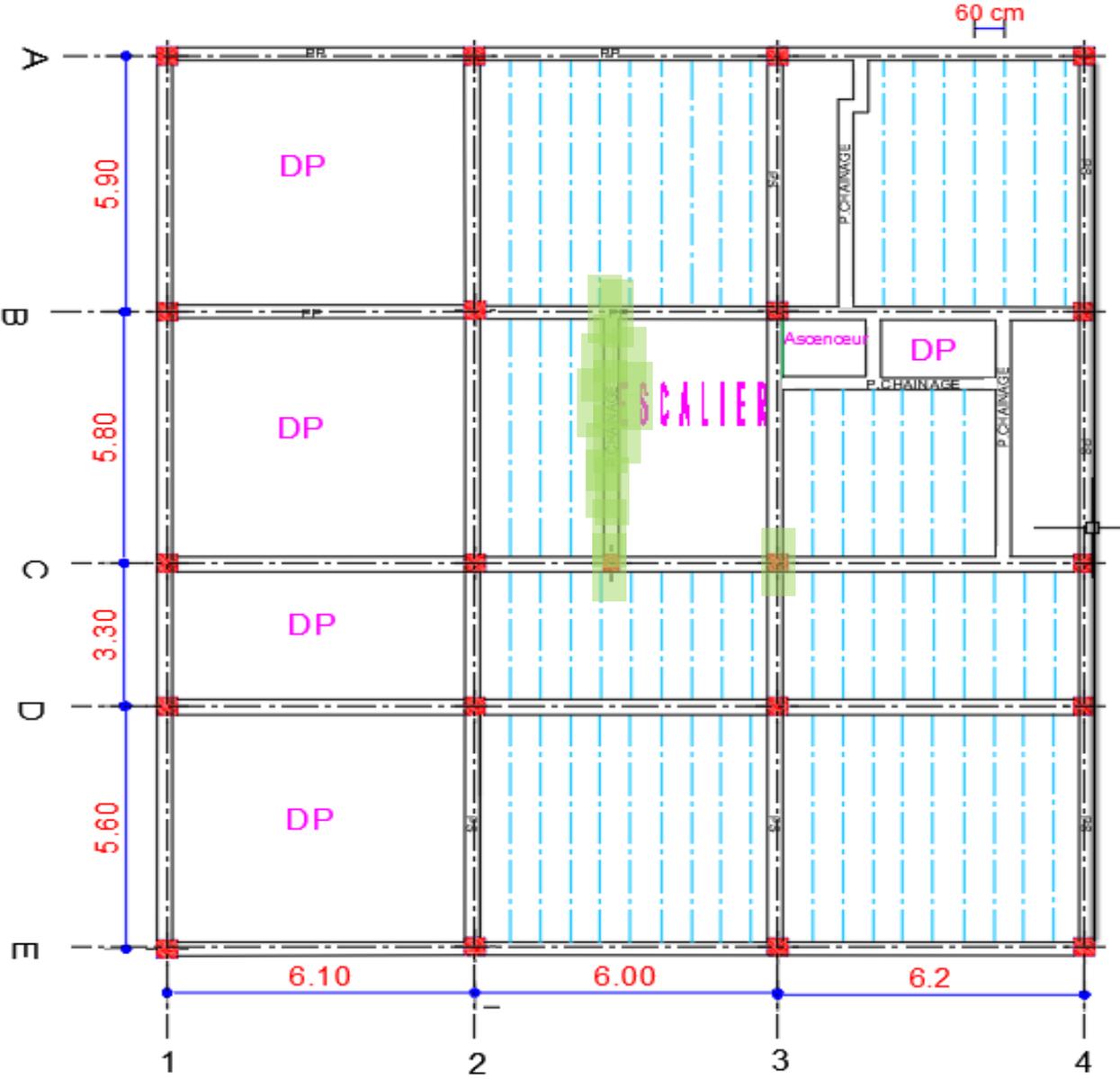


Figure II. 4 : Disposition des poutrelles RDC

- Mezzanine :

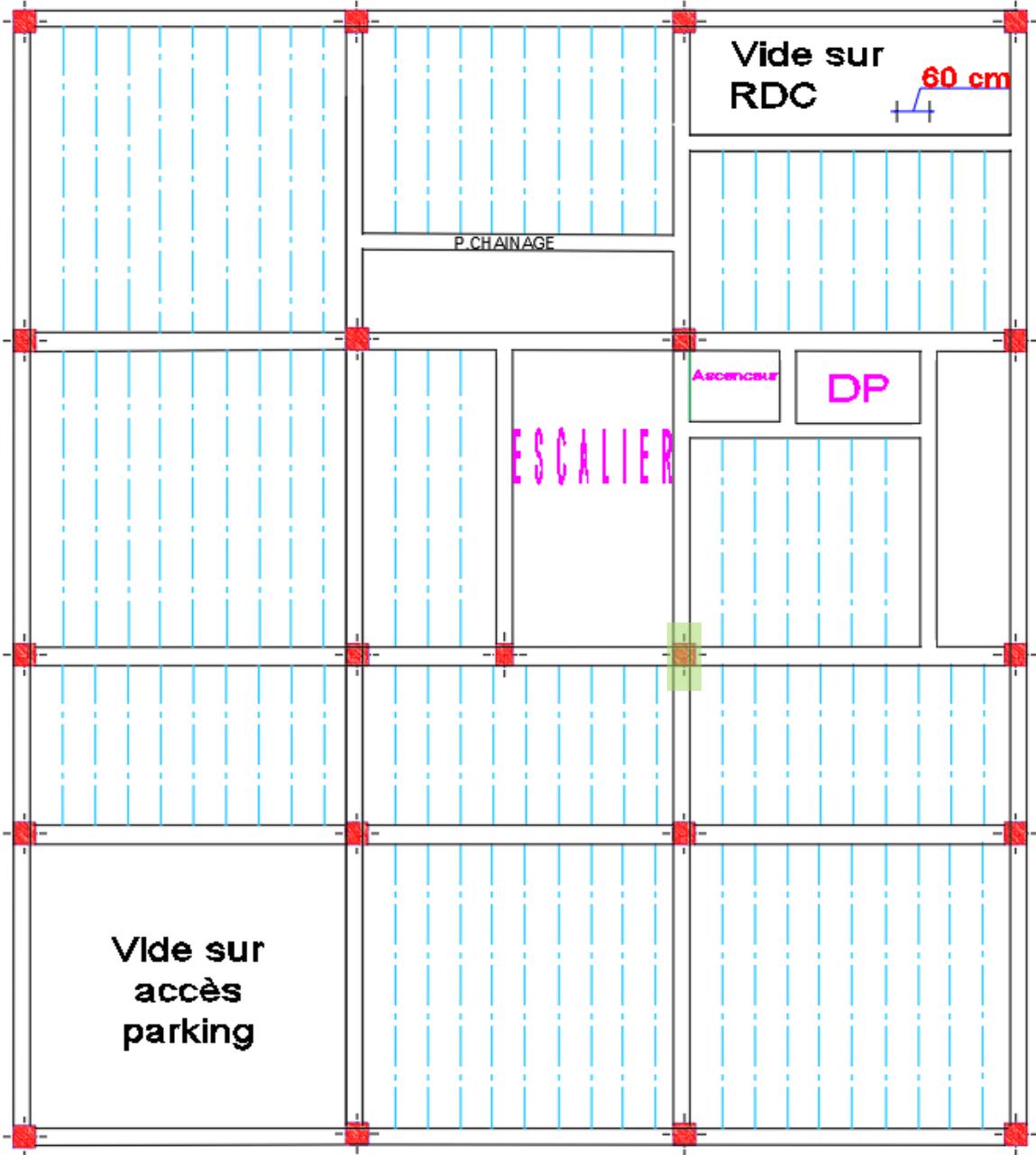


Figure II. 5 : Disposition des poutrelles Mezzanine

- 1^{ère} Etage :

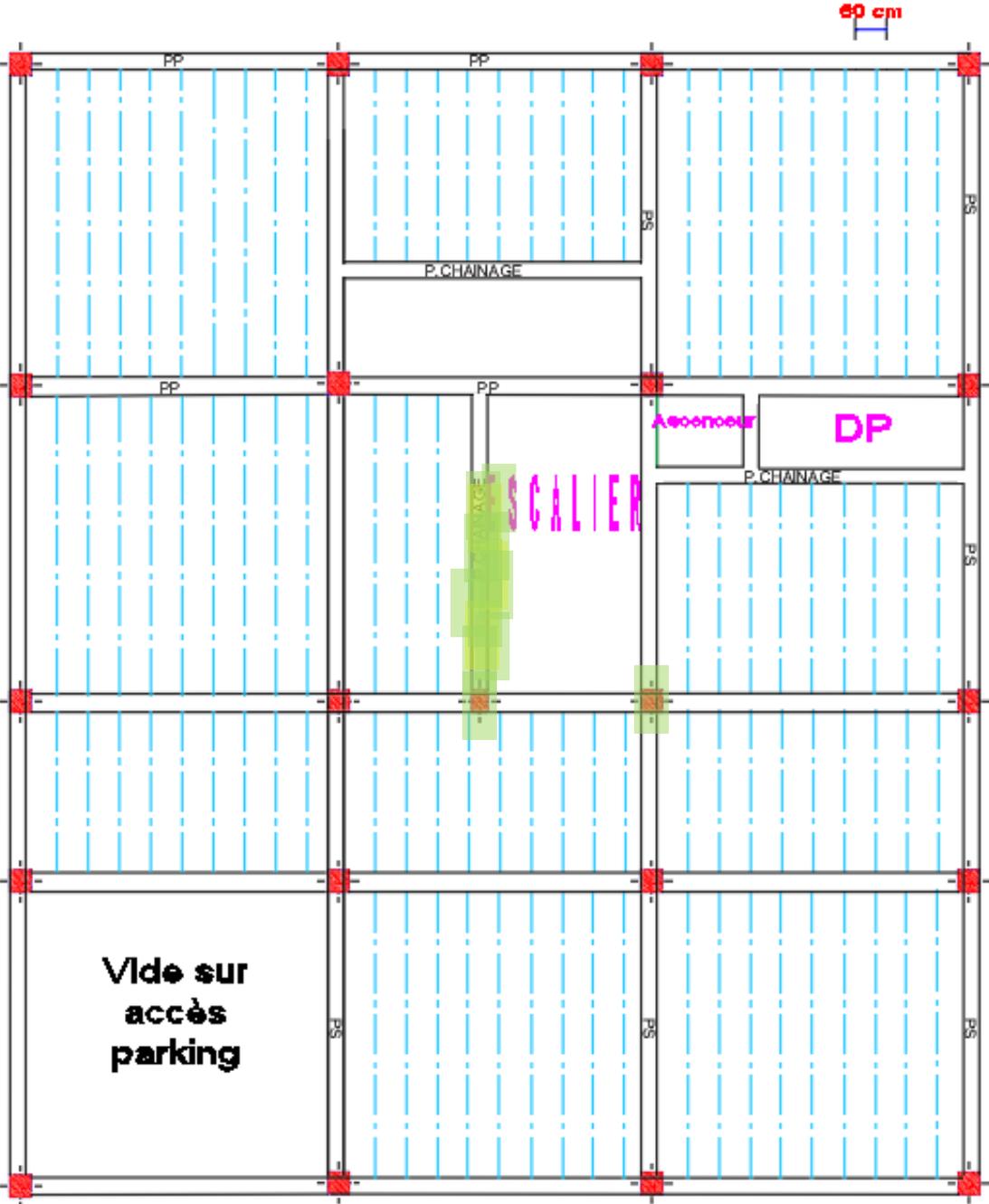


Figure II. 6 : Disposition des poutrelles 1ère Étage

- 2^{ème} Etage :

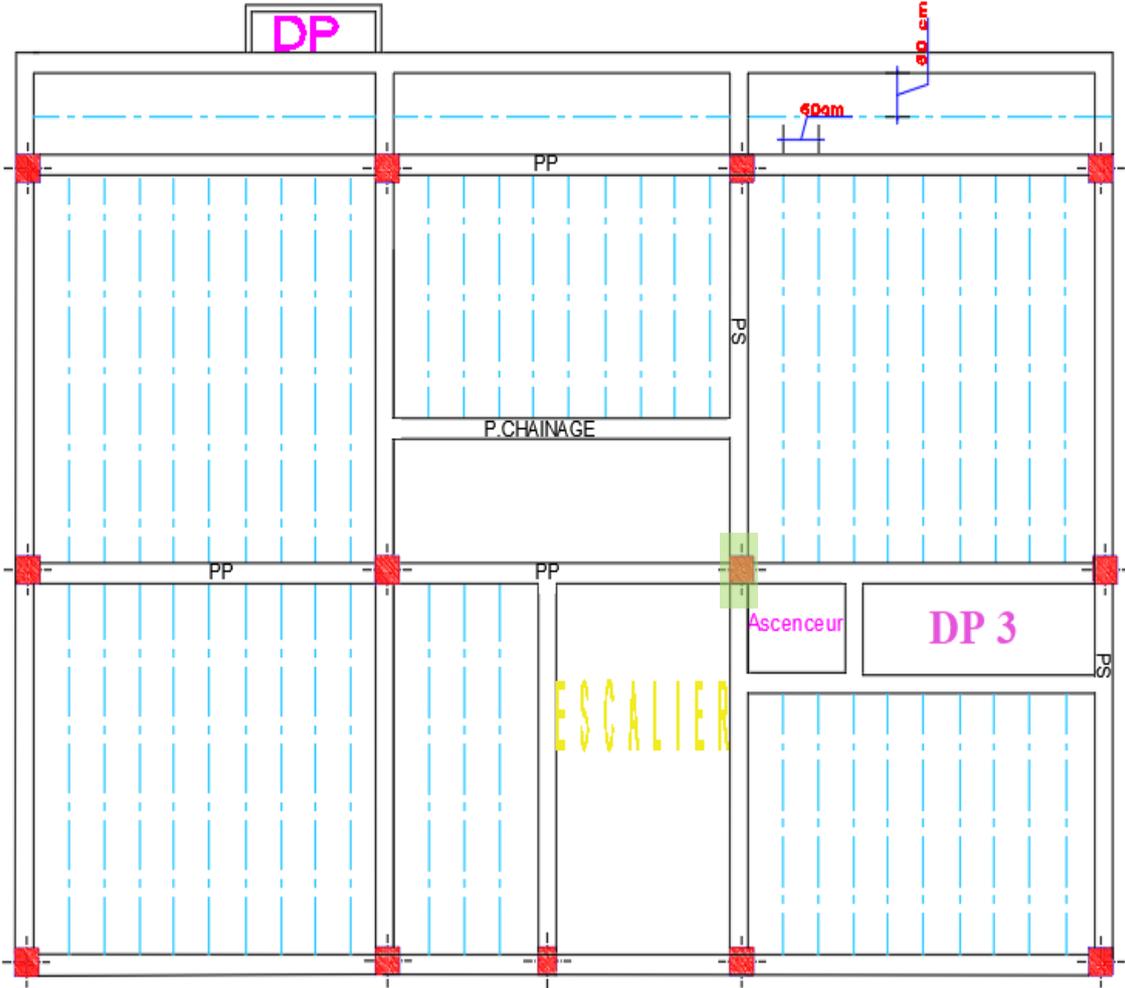


Figure II. 7 : Disposition des poutrelles 2ème Étage

- 3^{ème} jusqu'au 7^{ème} étage :

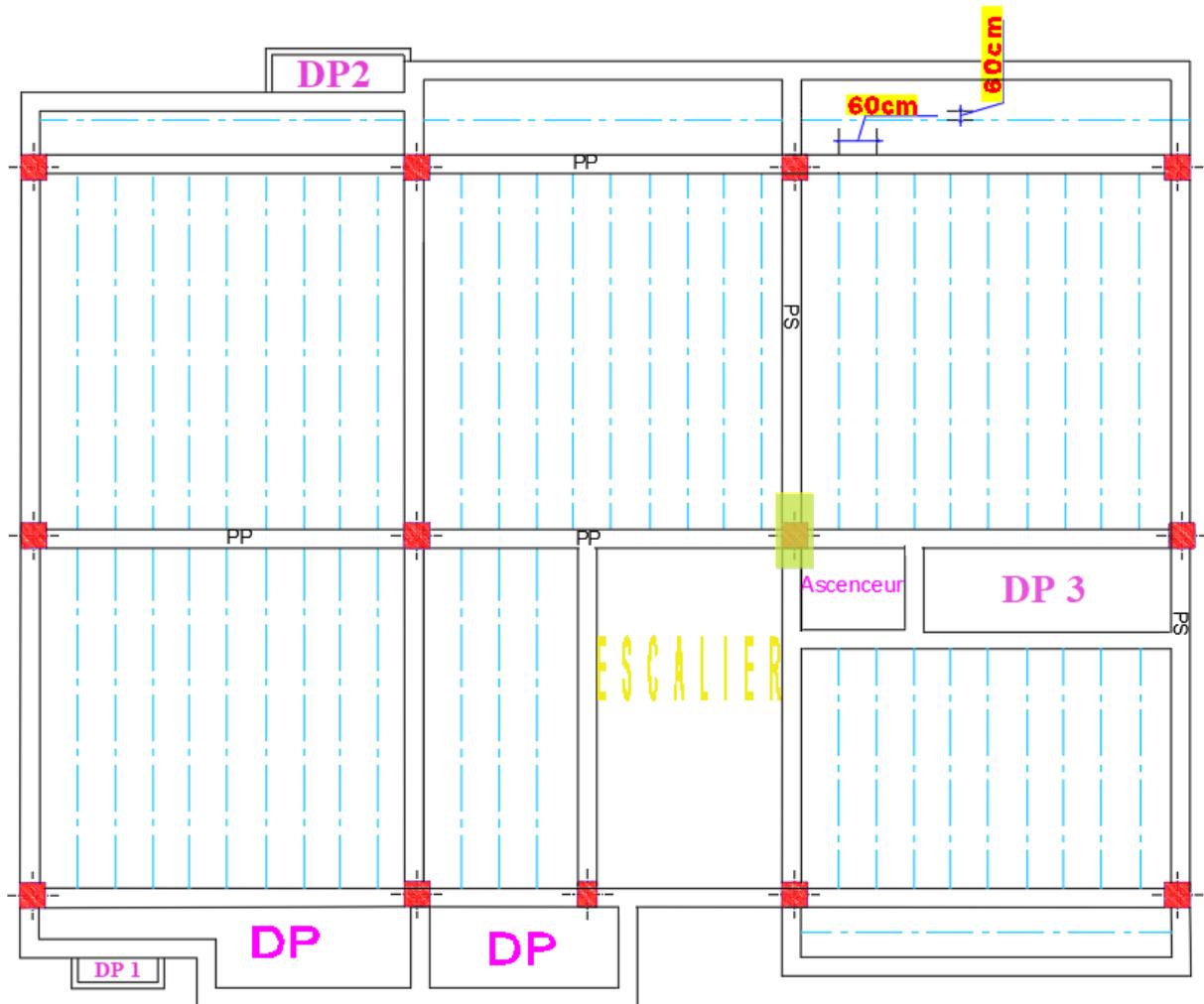


Figure II. 8 : Disposition des poutrelles 3ème jusqu'au 7ème étage

II.1.3. Pré dimensionnement des dalles pleines :

Il s'agit d'une plaque de béton d'épaisseur fixe ou variantes, avec armatures incorporées, elle peut reposer sur un ou plusieurs appuis, elle travaille en contraintes planes.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion, les planchers permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment. Elle assure la reprise et la transmission des charges verticales aux éléments porteurs, en plus de cette participation à la stabilité de l'ouvrage, il offre une isolation thermique, acoustique et la protection contre l'incendie entre les différents étages.

➤ Résistance au feu (CBA 93) :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe de feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe de feu.
- $e \geq 14$ cm pour trois heures de coupe de feu.

❖ **Isolation phonique :**

Selon les règles de conception et de calcul des structures en Béton armé (CBA93) en vigueur l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale 13cm à obtenir une bonne isolation acoustique

❖ **Résistance à la flexion :**

L'épaisseur « e » de la dalle dépend essentiellement du mode et du nombre d'appuis ainsi du rapport entre l_x et l_y

Avec :

l_x : la petite dimension de la dalle .

l_y : la grande dimension de la dalle.

$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ pour une dalle sur 1 ou 2 appuis .

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ pour une dalle sur 3 ou 4 appuis ($\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$)

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ pour une dalle sur 3 ou 4 appuis ($\rho = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,4$)

1. Dalle sur 1 seul appuis (D1)

$L_x = 80\text{cm}$; $l_y = 147\text{cm}$

$$e \geq \frac{80}{20} = 4\text{cm}$$

2. Dalle sur 2 appuis (DP2)

$L_x = 70\text{cm}$

$$e \geq \frac{70}{20} = 3.5\text{cm}$$

$e = 4\text{cm}$

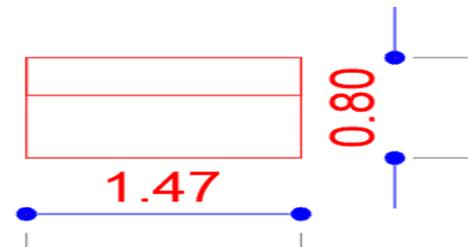


Figure II. 9 : Dalle sur 1 Appui (D1)

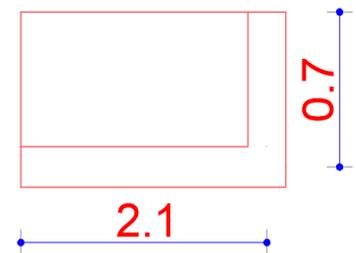


Figure II. 10 : Dalle sur 2 appuis (D2)

3. Dalle sur 3 appuis (DP3) :

$L_x = 136 \text{ cm}$ $l_y = 400 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{136}{400} = 0.36 < 0,4$$

$$\Rightarrow \frac{136}{35} \leq e \leq \frac{136}{20}$$

$$\Rightarrow 3.88 \text{ cm} \leq e \leq 6.8 \text{ cm}$$

où $e = 6 \text{ cm}$

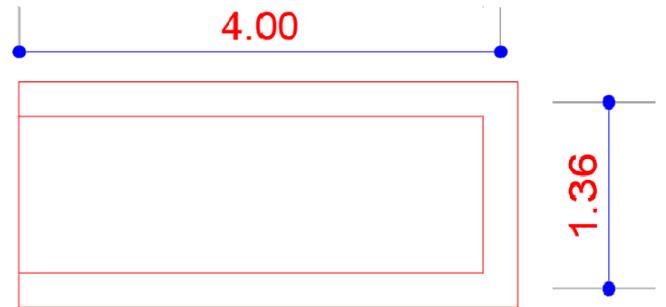


Figure II. 11 : Dalle sur 3 appuis (D3)

4. Dalle sur 4 appuis (DP4):

$L_x = 550 \text{ cm}$ $l_y = 590 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{580}{620} = 0.93 \geq 0,4$$

$$\frac{580}{45} \leq e \leq \frac{580}{40}$$

$$12.88 \text{ cm} \leq e \leq 14.5 \text{ cm}$$

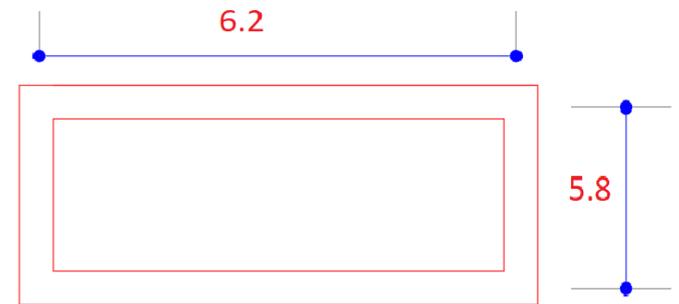


Figure II. 12 : Dalle sur 4 appuis (D4)

On tenons compte de 3heures du coupe de feu on prends une epaisseur de 14 cm pour toutes les dalles.

II.1.4. Pré dimensionnement des escaliers :

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

Les escaliers à paillasse sont les plus utilisés. Le dimensionnement consiste à définir la hauteur h (contremarche) et la largeur g (giron) des marches afin d'évaluer leur poids sur la paillasse. Sinon la dimension principale à déterminer est l'épaisseur e de la pillasse porteuse. Notre structure contient 5 types d'escalier dont 2 en acier qui mène du sous-sol au rez -de - chaussée et le reste en Béton armé dont 1 qui mène RDC à la mezzanine et 2 d'autres qui mène vers les étages courants qui défèrent de nombres des marches et la hauteur d'étage

- h et g sont déterminés en utilisant la relation de Blondel

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

- Escalier Sous sol :

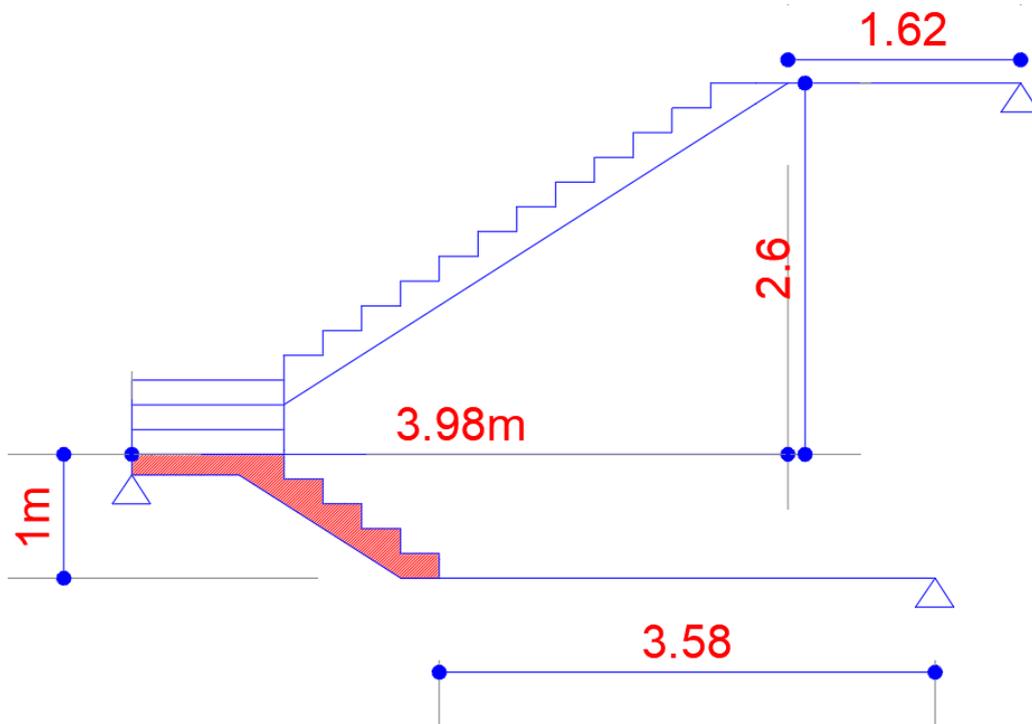


Figure II. 13 : Escalier Sous-sol

$$h = 18 \text{ cm}$$

D'où $g = 28 \text{ cm}$

$$\tan(\alpha) = \frac{2.7}{3.98}$$

$$\alpha = 34.15^\circ$$

$$L_v = \sqrt{2.7^2 + 3.98^2} = 4.75 \text{ m}$$

$$L = 3.98 + 1.62 = 5.6 \text{ m}$$

$$\frac{560}{30} \leq e \leq \frac{560}{20}$$

$$18.66 \text{ cm} \leq e \leq 28 \text{ cm}$$

Soit épaisseur de la paillasse = 20 cm

- Escalier RDC

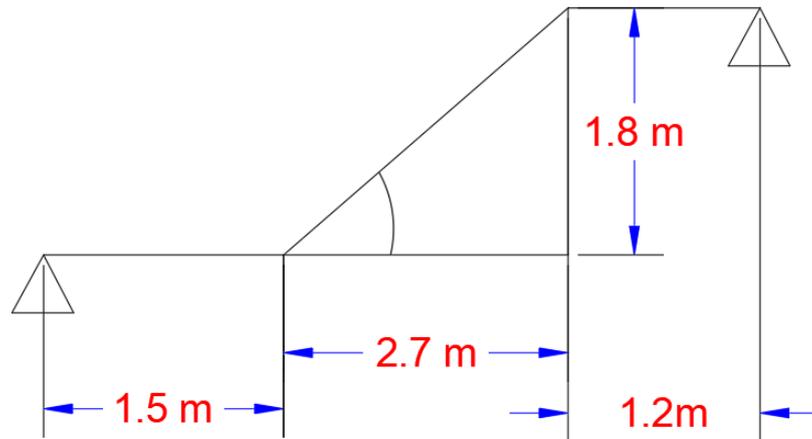


Figure II. 14 : Escalier RDC

$$h = \frac{\text{Hétage}}{\text{nbr de marches}} = \frac{3.96 - 0.36}{20} = 18 \text{ cm}$$

D'où $g = 30 \text{ cm}$

$$\tan(\alpha) = \frac{1.8}{2.7}$$

$$\alpha = 33.7^\circ$$

$$L_v = \sqrt{2.7^2 + 1.8^2} = 3.2 \text{ m}$$

$$L = 2.7 + 1.2 + 1.5 = 5.4 \text{ m}$$

$$\frac{540}{30} \leq e \leq \frac{540}{20}$$

$$18 \text{ cm} \leq e \leq 27 \text{ cm}$$

Soit épaisseur de la paillasse = 20 cm

- Escalier étage courant :

$$h = \frac{\text{Hétage}}{\text{nbr de marches}} = \frac{2.97}{18} = 16.5 \text{ cm}$$

D'où $g = 30 \text{ cm}$

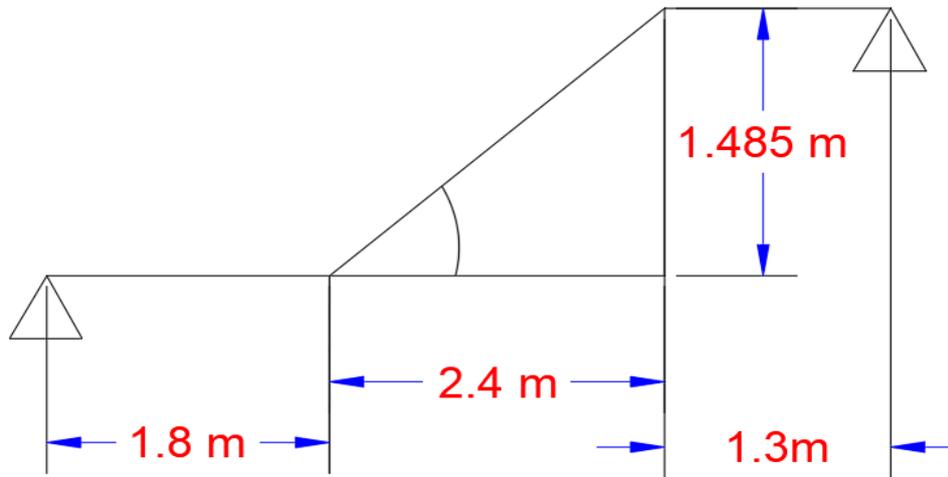


Figure II. 15 : Escalier étage courant

$$\tan(\alpha) = \frac{1.485}{2.4}$$

$$\alpha = 31.75^\circ$$

$$L_v = \sqrt{2.4^2 + 1.485^2} = 2.8m$$

$$L = 2.4 + 1.8 + 1.3 = 5.5m$$

$$\frac{550}{30} \leq e \leq \frac{550}{20}$$

$$18.33cm \leq e \leq 20 cm$$

Soit épaisseur de la paillasse = 20 cm.

II.1.5. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers. Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 (v2003).

- Critère de flèche : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

L est la portée maximale dans le sens considéré entre nus d'appuis.

Les **conditions du RPA** doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

- **Poutre principale :**

$$L_{\max} = 620 - 40 = 590 \text{ cm}$$

$$\frac{590}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{590}{10}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{pp} = 45 \text{ cm} \\ b_{pp} = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Poutre secondaire :**

$$L_{\max} = 590 - 40 = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{550}{10}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{ps} = 40 \text{ cm} \\ B_{ps} = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les conditions de l'RPA sont toutes vérifiées.

II.1.6. Pré dimensionnement des poteaux :

7^{ème} étage et Terrasse : $30 \times 30 \text{ cm}^2 \Rightarrow P_{\text{pot}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.97 = 6.68 \text{ kN}$

6^{ème} étage : $35 \times 35 \text{ cm}^2 \Rightarrow P_{\text{pot}} = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.97 = 9.09 \text{ kN}$

5^{ème} étage : $35 \times 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow P_{\text{pot}} = 25 \times 0.35 \times 0.34 \times 2.97 = 10.39 \text{ Kn}$

4^{ème} étage : $40 \times 45 \text{ cm}^2 \Rightarrow P_{\text{pot}} = 25 \times 0.40 \times 0.45 \times 2.97 = 13.36 \text{ Kn}$

3^{ème} étage : $45 \times 45 \text{ cm}^2 \Rightarrow P_{\text{pot}} = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 2.97 = 15.03 \text{ kN}$

2^{ème} étage : $50 \times 50 \text{ cm}^2 \Rightarrow P_{\text{pot}} = 25 \times 0.5 \times 0.5 \times 2.97 = 18.565 \text{ kN}$

1^{ère} étage : $50 \times 55 \text{ cm}^2 \Rightarrow P_{\text{pot}} = 25 \times 0.5 \times 0.55 \times 2.97 = 20.41 \text{ Kn}$

Mezzanine: $55 \times 55 \text{ cm}^2 \Rightarrow P_{\text{pot}} = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 2.97 = 22.46 \text{ kN}$

$$\begin{cases} \text{RDC} : 60 \times 60 \text{ cm}^2 \\ \text{Sous - sol} : 60 \times 65 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_{\text{pot}} (\text{RDC}) = 25 \times 0.6 \times 0.6 \times 3.96 = 35.64 \text{ kN} \\ P_{\text{pot}} (\text{sous - sol}) = 25 \times 0.6 \times 0.65 \times 3.6 = 35.1 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau II. 1 : Section et poids des poteaux

Etage	Sous-sol	RDC	Mezzanine	1 ^{ère} étage	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	Terrasse
Section	60×65 cm ²	60×60 cm ²	55×55 cm ²	50×55 cm ²	50×50 cm ²	45×45 cm ²	40×45 cm ²	35×40 cm ²	35×35 cm ²	30×30 cm ²	30×30 cm ²
Poids	35.1 KN	35.64	22.46 KN	20.41 KN	18.56 KN	15.03 KN	13.36	10.39 KN	9.09 KN	6.68 KN	6.68 KN

II.1.7. Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA 99.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, tandis que ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le

R P A 99 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

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

he : hauteur libre d'étage

- RDC et sous-sol : $e = 18\text{cm}$
- Les autres niveaux $e = 15\text{cm}$

II.1.8. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve du côté supérieur du bâtiment, non structural, assimilé à une console encastree à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son poids propre (G).
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q), exercée par la main courante, ou bien une force sismique.

Les dimensions de notre acrotère sont présentées dans la figure suivante :

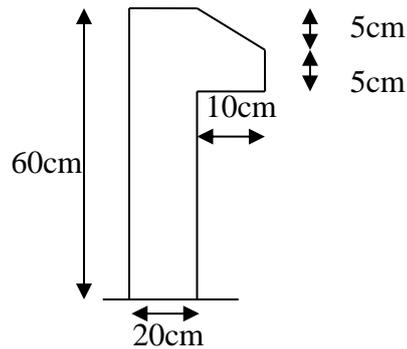


Figure II. 16 : Acrotère

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II. 2 : évaluation des charges des planchers dalles pleines

Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de Sable	0,02	18	0.36
Dalle pleine (14 cm)	0,14	25	3.5
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Cloison de séparation	0,1	10	1,00
Charge permanente G			6.06
Charge d'exploitation Q			3,5

Tableau II. 3 : évaluation des charges des paliers.

Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Poids de la dalle	0.2	25	5
Enduit en ciment	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Charge permanente G			6.56
Charge d'exploitation Q			2,5

Tableau II. 4 : évaluation des charges des volées

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine (RDC)	0,2/cos (33.7)	25	6.01
Dalle pleine (E.courant)	0,2/cos (31.75)	25	5.88
Dalle pleine (Sous-sol)	0.2/cos(34.15)	25	6.04
Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
Carrelage verticale (RDC)	0,02h/g	20	0,24
Carrelage verticale (E.courant)	0,02h/g	20	0.22
Carrelage vertical (Sous-sol)	0,02h/g	20	0.25
Mortier de pose Horizontale	0,02	20	0,40
Mortier de pose verticale (RDC)	0,02h/g	20	0,24
Mortier de pose vertical (E. courant)	0,02h/g	20	0.22
Mortier de pose vertical (Sous-sol)	0,02h/g	20	0.25
Enduit de ciment (RDC)	0,02/cos33,7	18	0,43
Enduit de ciment (E. courant)	0,02/cos31,75	18	0.42
Enduit de ciment (Sous-sol)	0,02/cos34,15	18	0.43
Poids des marches(RDC)	$0.18 \times \frac{1}{2}$	22	1,87

Poids des marches (E. courant)	$0.165 \times \frac{1}{2}$	22	1.815
Poids des marches (Sous-sol)	$0.18 \times \frac{1}{2}$	22	1.87
Garde de corps	//	//	0,60
Charge permanente totale (volée RDC)			G = 10.29
Charge permanente totale (volée étage courant)			G=9.955
Charge permanente totale (Volée sous-sol)			G=10.14
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

Tableau II. 5 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0.12
Forme de pente	0,1	22	2.20
Isolation thermique	0,04	4	0.16
Plancher corps creux (20+4)	0,24	/	3.3
Enduit en mortiers	0,02	20	0.4
Charge permanente G			6.98
Charge d'exploitation Q			1,00

Tableau II. 6 : évaluation des charges des planchers étages courants

Désignation des éléments	Épaisseurs (m)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0,10	10	1,00
Lit de Sable	0,02	18	0.36
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Revêtement en Carrelage	0,02	20	0.40
Plancher corps creux (20+4)	0,24	/	3.3
Enduit en ciment	0,02	20	0.40
Charge permanente G			5.86
Q étage courant			1,5
Q balcon			3,5

Tableau II. 7 : évaluation des charges des cloisons intérieures

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Densité	Poids(KN/m ²)
Brique creuse (extérieur)	0,10	9	0,90
Brique creuse (intérieur)	0,10	9	0,90
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,40
Enduit intérieur en ciment	0,01	20	0,20
Charge permanente totale			G = 2,40

Descente de charges :

Calcul des surfaces afférentes (d'influences) :

. Sous-sol :

$$\left\{ \begin{array}{l} S1 = 7.98 \text{ m}^2 \\ S3 = 8.11 \text{ m}^2 \\ S4 = 7.84 \text{ m}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{\text{volée}} = 2.59 \text{ m}^2 \\ S_{\text{palier}} = 3.56 \text{ m}^2 \end{array} \right. \quad \{ S_{\text{DP}} = 1.68 \text{ m}^2$$

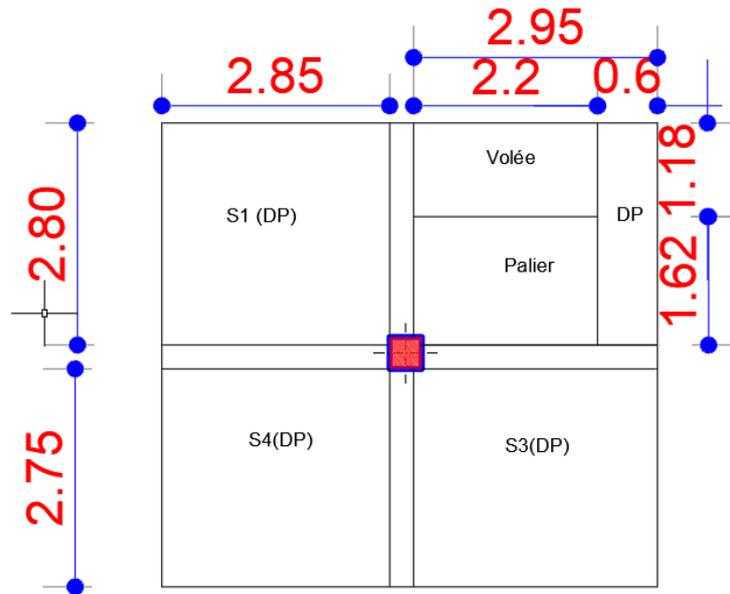


Figure II. 17 : Surface afférente Sous-sol

$$\begin{cases} P_G = 205.2 \text{ kN} \\ P_Q = 116.91 \text{ kN} \end{cases}$$

$$L_p = 11.35 \text{ m} \quad b_p = 0.3 \text{ m}$$

RDC :

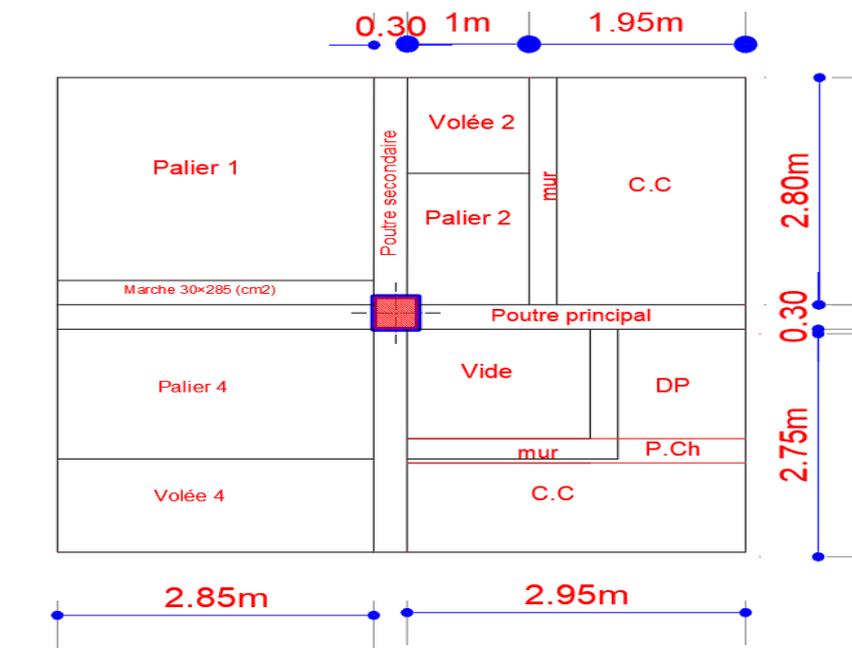


Figure II. 18 : Surface afférente RDC

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{cc} = 9.59 \text{ m}^2 \\ S_{palier2} = 1.62 \text{ m}^2 \\ S_{volée2} = 1.18 \text{ m}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{marche1} = 0.855 \text{ m}^2 \\ S_{palier1} = 7 \text{ m}^2 \end{array} \right. \quad \{ S_{DP} = 1.755 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{palier4} = 4.275 \text{ m}^2 \\ S_{volée4} = 3.56 \text{ m}^2 \end{array} \right. \quad \{ S_{mur} = 1.93 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_G = 197.66 \text{ kN} \\ P_Q = 82.86 \text{ kN} \end{array} \right. \quad L_p = 11.35 \text{ m} \quad b_p = 0.3 \text{ m}$$

Mezzanine :

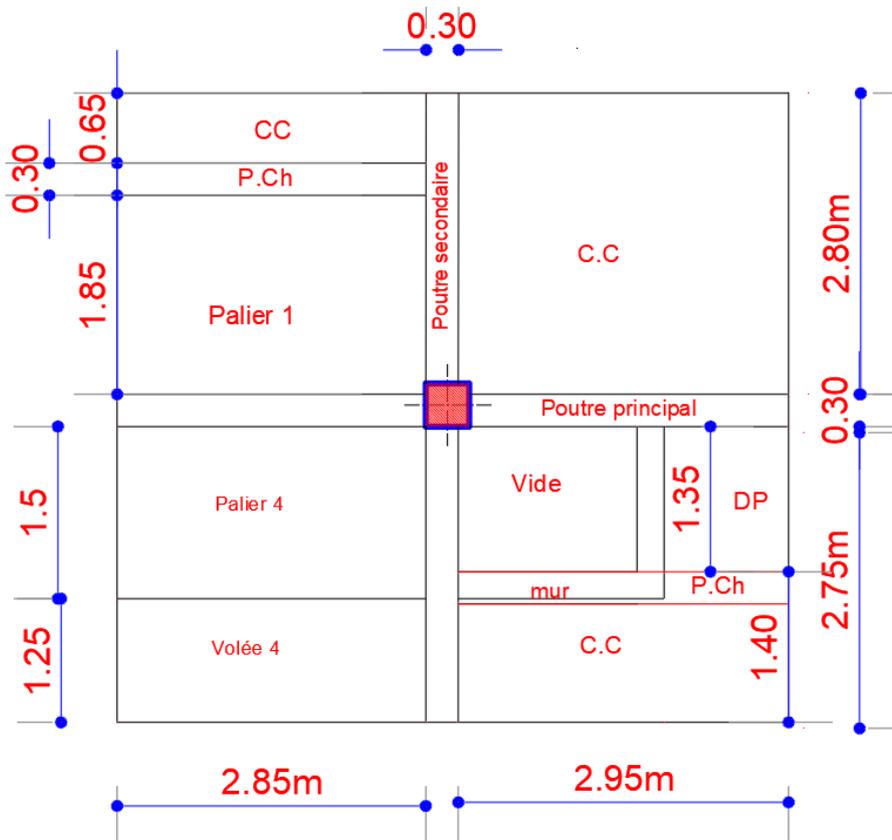


Figure II. 19 : Surface afférente Mezzanine

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{cc} = 14.24 \text{ m}^2 \\ S_{palier1} = 5.27 \text{ m}^2 \\ S_{mur} = 2.5 \text{ m}^2 \end{array} \right. \quad \{ S_{DP} = 1.755 \text{ m}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{palier4} = 4.275 \text{ m}^2 \\ S_{volée4} = 3.56 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_G = 193.33 \text{ kN} \\ P_Q = 126.8 \text{ kN} \end{array} \right. \quad L_p = 11.35 \text{ m} \quad b_p = 0.3 \text{ m}$$

1^{ère} étage :

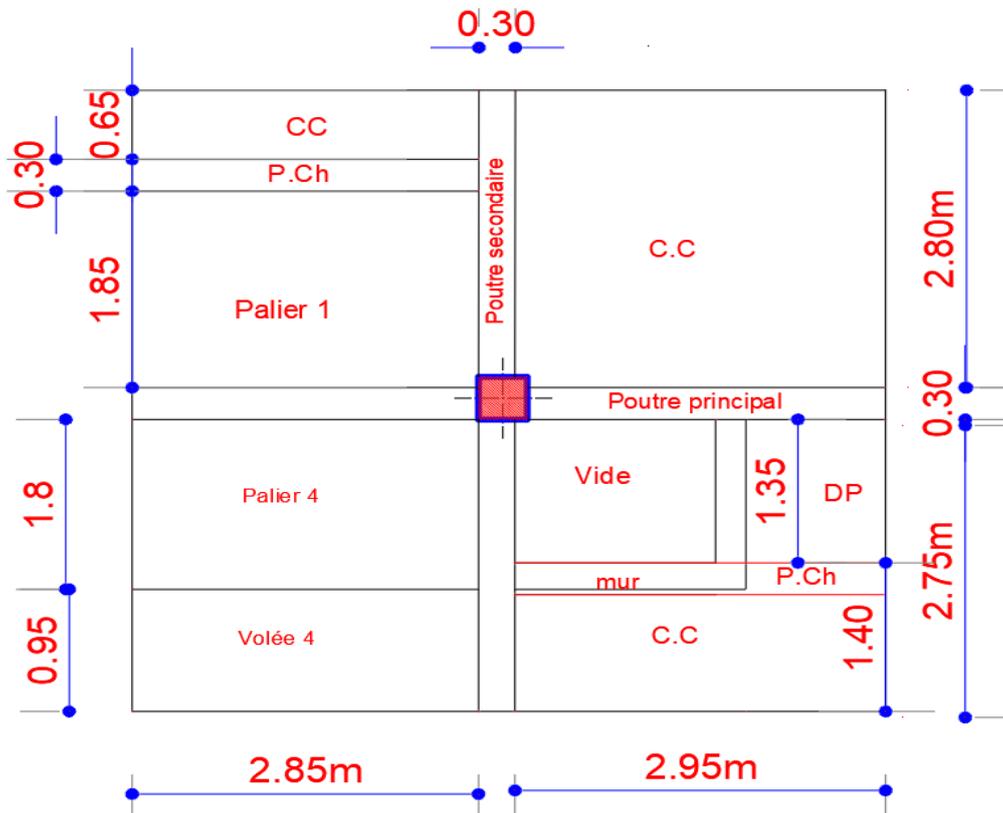


Figure II. 20 : Surface afférente 1^{er} étage

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{cc} = 14.24 \text{ m}^2 \\ S_{\text{palier}1} = 5.27 \text{ m}^2 \\ S_{\text{mur}} = 2.15 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\{ S_{DP} = 1.755 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{palier}4} = 5.13 \text{ m}^2 \\ S_{\text{volée}4} = 2.7 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_G = 194.34 \text{ kN} \\ P_Q = 82.85 \text{ kN} \end{array} \right.$$

2^{ème} étage => 7^{ème} étage :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_G = 194.34 \text{ kN} \\ P_Q = 65.25 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Terrasse inaccessible :

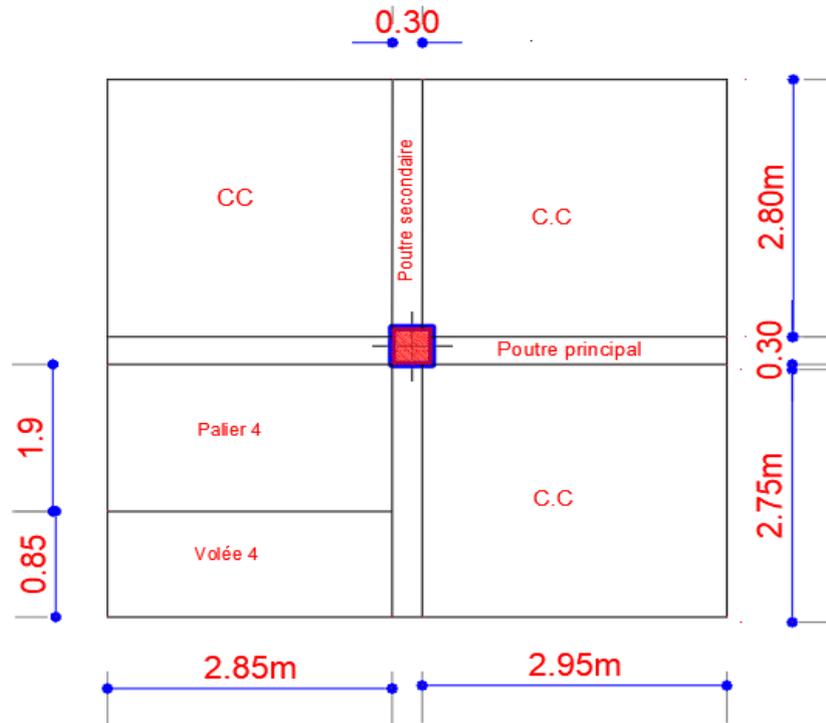


Figure II. 21 : Surface afférente Terrasse inaccessible

$$\begin{cases} P_G = 191.83kN \\ P_Q = 41.39kN \end{cases}$$

Tableau II. 8 : Descente de charge

Étage	Niveaux	Éléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	N0	Plancher terrasse	191.83	41.39
		Poutres	36.05	
		Poteaux (30×30)	6.68	41.39
		Total	234.56	
Étage 07	N1	Venant de N0	234.56	65.25
		Plancher	194.34	
		Poutres	49.1	
		Poteaux (30×30)	6.68	
		Total	484.68	106.64
Étage 06	N2	Venant de N1	484.68	65.25
		Plancher	194.34	
		Poutres	49.1	

		Poteaux (35×35)	9.09	
		Total	737.21	165.36
Étage 05	N3	Venant de N2	737.21	65.25
		Plancher	194.34	
		Poutres	49.1	
		Poteaux (35×40)	10.39	
		Total	991.04	217.56
Étage 04	N4	Venant de N3	991.04	65.25
		Plancher	194.34	
		Poutres	49.1	
		Poteaux (40×45)	13.36	
		Total	1247.84	263.24
Étage 03	N5	Venant de N4	1247.84	65.25
		Plancher	194.34	
		Poutres	49.1	
		Poteaux (45×45)	15.04	
		Total	1506.32	302.39
Étage 02	N6	Venant de N5	1506.32	65.25
		Plancher	194.34	
		Poutres	49.1	
		Poteaux (50×50)	18.56	
		Total	1768.32	335.01
Étage 01	N7	Venant de N6	1768.32	82.85
		Plancher	194.34	
		Poutres	49.1	
		Poteaux (50×55)	20.41	
		Total	2032.17	379.21
Mezzanine	N8	Venant de N7	2032.17	126.8
		Plancher	193.33	
		Poutres	49.1	
		Poteaux (50×60)	22.27	
		Total	2296.84	494.3

RDC	N9	Venant de N8	2296.84	82.86
		Plancher	197.66	
		Poutres	42.68	
		Poteaux (60×60)	35.64	
		Total	2572.82	
Sous-sol	N10	Venant de N9	2572.82	116.91
		Plancher	205.2	
		Poutres	36.05	
		Poteaux (60×65)	35.1	
		Somme	2849.17	

$$\begin{cases} N_G = 2849.4 \text{ KN} \\ N_Q = 635.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u = 1.35 \times 2849.17 + 1.5 \times 635.37 = 4799.43 \text{ KN.}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1) on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10% tel que

$$N_u^* = 1,1 \times 4799.43 = 5279.38 \text{ KN.}$$

Vérification du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq f_{bu} ; \text{ Avec : } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{f_{bu}} \Rightarrow B \geq \frac{5279.38 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.372 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.6 \times 0.65 = 0.39 \text{ m}^2 \geq 0.372 \text{ m}^2$ Condition vérifiée. ==> le poteau à la base va résister à l'effort normal

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

Tableau II. 9 : Vérification à la compression aux différents niveaux

Niveaux	Nu* (KN)	Sections (cm ²)	Condition B > B calculée		Observation
			B (m ²)	B calculée (m ²)	
Sous-sol	5279.38	60×65	0.39	0.372	Vérifiée
RDC	4756.65	60×60	0.36	0.335	Vérifiée
Mezzanine	4226.41	50×60	0.3	0.297	Vérifiée
1 ^{ère} étage	3643.46	50×55	0.275	0.256	Vérifiée
2 ^{ère} étage	3178.72	50×50	0.25	0.223	Vérifiée
3 ^{ère} étage	2735.83	45×45	0.2025	0.192	Vérifiée
4 ^{ère} étage	2287.65	40×45	0.18	0.16	Vérifiée
5 ^{ère} étage	1830.66	35×40	0.14	0.128	Vérifiée
6 ^{ère} étage	1367.6	35×35	0.1225	0.095	Vérifiée
7 ^{ère} étage	814.27	30*30	0.09	0.0	Vérifiée
Terrasse	416.61	30*30	0.09	0.029	Vérifiée

Condition de RPA 99

1. $Min(b, h) \geq 25cm$ vérifier.
2. $min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}cm$ vérifier.
3. $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifier.

Alors : les trois conditions sont vérifiées.

Conclusion

Après avoir pré dimensionner tous les éléments structuraux de notre bâtiment on résume les résultats finaux obtenus comme ceci :

Tableau II. 10 : Résumé des dimensions opté pour les différents éléments

Plancher	Dalle pleine	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre de chaînage	Paillasse	Voiles RDC + Sous-sol	Voiles Étage courant
(20+4) cm	14cm	(30×45) cm ²	(30× 40) cm ²	(30×30) cm ²	20 cm	18 cm	15 cm

Tableau II. 11 : Résumé des dimensions opté pour les poteaux dans chaque étage

Sous-sol	RDC	Mezzanine	1 ^{ère} étage	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}	7 ^{ème}	Terrasse
(60×65) cm ²	(60×60) cm ²	(50×60) cm ²	(50×55) cm ²	(50×50) cm ²	(45×45) cm ²	(40×45) cm ²	(35×40) cm ²	(35×35) cm ²	(30×30) cm ²	(30×30) cm ²



CHAPITRE III :
Etude des élément secondaires

Introduction

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

III.1. Études des planchers

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

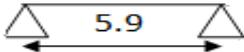
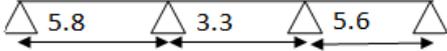
- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

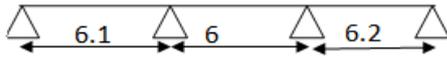
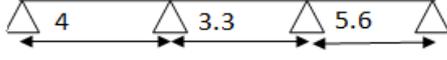
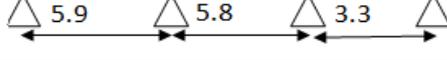
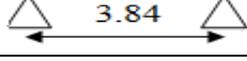
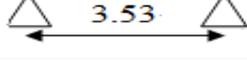
III.1.1. Plancher à corps creux

III.1.1.1. Les poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.3 jusqu'à la figure II.7 au chapitre II, les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

Tableau III. 1 : les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	
Type 10	
Type 11	

Méthodes de calcul

Les nervures se calcul en flexion simple comme des sections en T. Pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles on utilise les deux méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

Domaine d'application (BAEL91art B.6.2, 210)

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées.

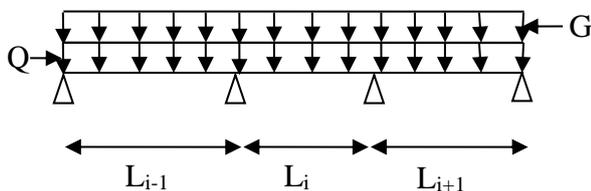
Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire où :

Q = somme des charges variables, G = somme des charges permanentes

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

a) Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).

b) Le rapport entre deux travées successives:
$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25 \end{cases}$$



- c) Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
 d) Fissuration peu préjudiciable

Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (Annexe E2 du BAEL).

- Si a n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (Annexe E2 du BAEL).
- Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (Annexe E2 du BAEL).

Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig. III.1), et soit

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

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

❖ Évaluation des moments

a. Moment en appuis de rive

Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs de fissurations pour équilibrer un moment au moins égal à $-0.15M_0$ (prescriptions de BAEL 91/99).

Tel que $M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n = nombre de travées d'une poutre.

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$)

b. Moment en appuis intermédiaires

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,6 M_0 \text{ pour une poutre à deux travées.} \\ 0,5M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0,4M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées. Avec } M_0 \end{array} \right.$$

la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

- Cas d'une poutre à deux travées :

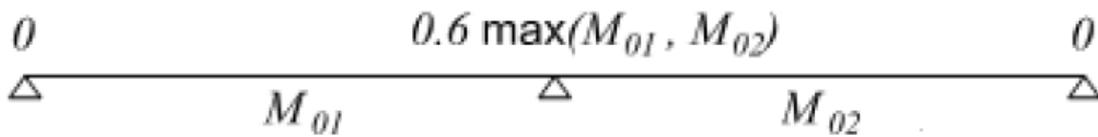


Figure III. 1 : Les moments sur appuis pour des poutres à deux travées.

- Cas d'une poutre à plus de deux travées :

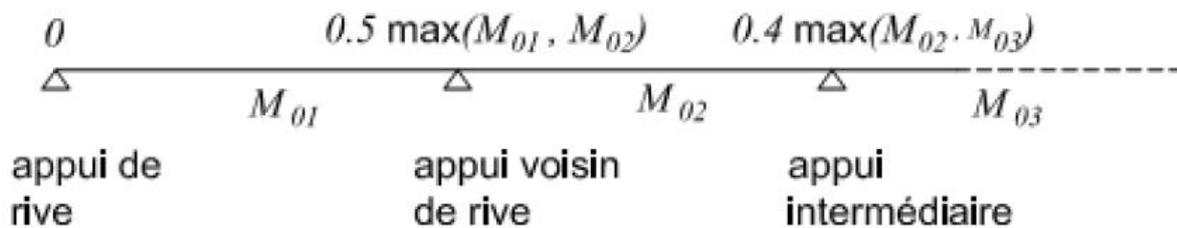


Figure III. 2 : Les moments sur appuis pour des poutres à plus de deux travées.

c. Moment en travée

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

- (a): Si c'est une travée de rive.
 - (b): Si c'est une travée intermédiaire.
- M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ **Évaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

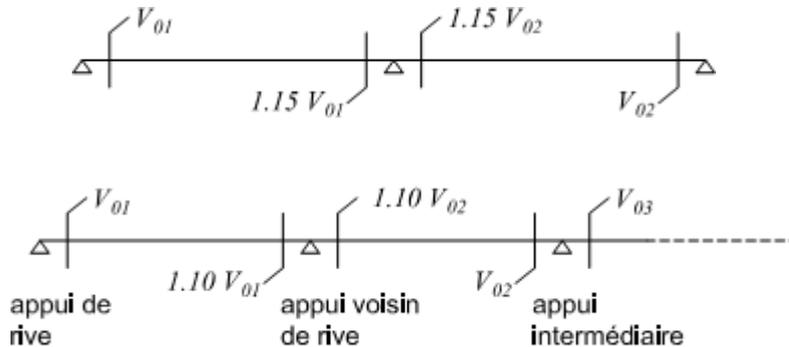


Figure III. 3 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans les poutres continues {deux travées et plus de deux travées}.

B. Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)

Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres-planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation relativement élevées : $> \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode forfaitaire n'est pas validée (inertie variable, le rapport de deux portées successifs supérieur {1,25, la Fissuration nuisible ou très nuisible). Donc dans ce cas il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = 2G/3$ pour le calcul des moments sur appui seulement, et de reprendre la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

Conditions d'application

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

Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de :

- De la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- De l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Évaluation des moments sur appuis

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- ✓ Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte,
- ✓ On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :
 - $l' = l$ pour les travées de rive,
 - $l' = 0,8 l$ pour les travées intermédiaires.

Moment en appuis

$$M_a = -\frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

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

$$L' = \begin{cases} 0,8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Moment en travée

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

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

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

L'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times l_0$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = (G + Q) \times l_0$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $l_0 = 0.6m$.

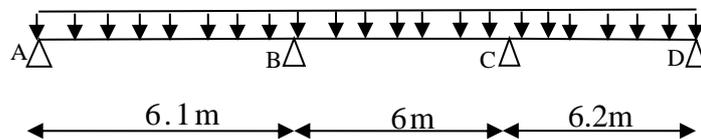
Tableau III. 2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Plancher étage courant	5.86	1.5	6.62	4.42

Calcul des sollicitations

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 3 et 4 du plancher étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ Calcul de la poutrelle type 1 du plancher étage courant



Vérification des conditions de l'application de la méthode forfaitaire

$$1-Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < \min (2 \times 5.86 ; 5)$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \text{ c'est un plancher à surcharge modérée}$$

$$2-(6.1/6) = 1.02 \in [0,8-1,25) \text{ et } (6/6.2) \text{ même } (6.2/6)$$

$$3- I = \text{cste moment d'inertie est constant (même corps creux) } (20+4)$$

$$4\text{-Fissuration peu nuisible}$$

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites on applique cette méthode pour ce type de poutrelle

Calcul des moments isostatiques

A l'ELU

$$\text{- Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 30.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 29.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_u \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 31.81 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$\text{- Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{q_s \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 20.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 19.89 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Travée CD : } M_0^{CD} = \frac{q_s \times L_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = 21.23 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis

MA=MD=0 (appuis de rives) sauf le BAEL exige de mettre les aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif

Appuis de rive

$$\text{A l'ELU } M_A = M_D = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -4.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS } M_A = M_D = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_D = -3.18 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires

$$\text{A l'ELU } M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -15.39 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -15.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS } M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -10.27 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_C = -10.61 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.86} = 0.204$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.Rive \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.Intermédiaire \end{cases}$$

A l'ELU**Travée AB**

$$M_t^{AB} = 24.97 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t^{BC} = 24.16 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_i^{CD} = 25.8 \text{ KN.m}$$

A l'ELS**Travée AB**

$$M_i^{AB} = 16.67 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_i^{BC} = 16.13 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_i^{CD} = 17.22 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchants**A l'ELU**

$$\text{Travée AB} \quad \begin{cases} V_A = \frac{qL_1}{2} = 20.19 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \frac{qL_1}{2} = -22.21 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \quad \begin{cases} V_B = +1.1 \frac{qL_2}{2} = 21.84 \text{ KN} \\ V_C = -1.1 \frac{qL_2}{2} = -21.84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \quad \begin{cases} V_C = +1.1 \frac{qL_3}{2} = 22.57 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{qL_3}{2} = -20.52 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour les autres types de poutrelles les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, les sollicitations de ces dernières sont représentées dans les tableaux suivant :

$$\text{Sachant que :} \quad \begin{array}{l} \text{Travée AB} \\ \text{Travée BC} \end{array} \quad \begin{cases} V_A = \frac{qL_1}{2} = 19.53 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \frac{qL_1}{2} = -22.46 \text{ KN} \\ V_B = +1.15 \frac{qL_2}{2} = 22.08 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{qL_2}{2} = -19.19 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau III. 3 : sollicitation dans le type 4 de poutrelle à l'ELU et l'ELS

Type 3	Travée	Longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	A-B	5.9	28.8	0	-17.28	23.36	19.53	-22.46
	B-C	5.8	27.83	-17.28	0	22.57	22.08	-19.19
ELS	A-B	4.95	19.23	0	-11.54	15.59		
	B-C	4.80	18.58	-11.54	0	15.07		

Tableau III. 4 : sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.

	Type	Travée	Longueur L (m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	4	A-B	6.1	/	0	-15.39	24.97	20.19	-22.24
		B-C	6	/	-15.39	-15.9	24.16	21.84	-21.84
		C-D	6.2	/	-15.9	0	25.8	22.57	-20.52
	3	A-B	5.9	/	0	-17.28	23.36	19.53	-22.46
		B-C	5.8	/	-17.28	0	22.57	22.08	-19.19
A l'ELS	4	A-B	6.1	/	0	-10.27	16.67	/	/
		B-C	6	/	-10.27	-10.61	16.13	/	/
		C-D	6.2	/	-10.61	0	17.22	/	/
	3	A-B	5.9	/	0	-11.54	15.59	/	/
		B-C	5.8	/	-11.54	0	15.07	/	/

III.1.1.2. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 4 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 25.8KN.m$$

$$A \text{ l'ELU} : M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -4.77KN.m(rive) \\ -15.9KN.m(int\erne) \end{cases}$$

$$V^{Max} = 22.57KN$$

$$A \text{ l'ELS} : M_{Travée}^{Max} = 17.22KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -3.18KN.m(Rive) \\ -11.54KN.m(int\erne) \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b = 60cm$

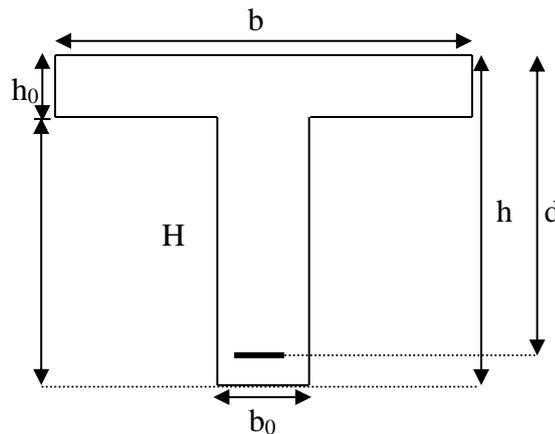
$h_0 = 4cm$

$h = 24cm$

$H = 20cm$

$b_0 = 12cm$

$d = 22cm$



A-calcul à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

1. Armatures longitudinales

a. Ferrailage en travée

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.22 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 68.16KN.m$$

$M_{tu} > M_u = 25.8KN.m \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.8 * 10^{-3}}{0.6 * (0.22)^2 * 14.2} = 0.062$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

→ Pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) \Rightarrow \alpha = 0.08$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.21$$

$$A^{travée} = \frac{M^{appui}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 3.53cm^2$$

On prend $A_s = 2HA12 + 1HA14 = 3.8cm^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.6 \times 0.21 \times 2.1}{400} = 1.59cm^2$$

$A_s = 3.53cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

b. Ferrailage en appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{Interne}^a = -15.9KN.m$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.19$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pivot « A »}$$

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa \Rightarrow (A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.19}) \Rightarrow \alpha = 0.26$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.19$$

$$A_{int}^{appui} = \frac{M_{int}^{appui}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{int}^{appui} = 2.4 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1HA12 + 1HA14 = 2.67 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.4 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Appuis de rive

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$M_{Rive}^a = -4.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.057$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Pivot « A »

$$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) \Rightarrow \alpha = 0.073$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.21$$

$$A_{rive}^{appui} = \frac{M_{rive}^{appui}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_{rive}^{appui} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.65 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{22.57 * 10^{-3}}{0.12 * 0.22} = 0.85 \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.20 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = \min(3.33; 4 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis

Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.79 + 2.67 = 3.46 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.46 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 22.57 \times 10^{-3}}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire

Aucune vérification à faire.

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{22.57 \times 10^{-3} \times (0.6 - 0.12)}{1.8 \times 0.22 \times 0.6 \times 0.04} = 1.14 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$$

2. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{mm}. \quad \text{On choisit un étrier de } \phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement

$$\text{St} = \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{cm}) = 19.2 \text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 47.5 \text{cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = \infty \end{cases}$$

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

On adopte : $\text{St} = 20 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau III. 5 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des sections
01	Travée	0.062	0.08	0.21	3.53	2HA12+1HA14=3.8	1.59	1	Étrier HA6
	App rive	0.057	0.073	0.21	0.65	1HA10=0.79	0.32		
	App int	0.19	0.26	0.19	2.4	1HA14+1HA12=2.67	0.32		

B- Vérification à l'ELS**a) État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) État limite de compression du béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

En travée

$$M_{ser} = 17.22 \text{ KN.m ; } A = 3.8 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.6 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.8 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -5.46 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 4.85 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 19036.84 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -11.54 \text{ KN.m} ; A = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 9.23 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9676.39 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 11.01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Appuis de rive

$$M_{ser} = -3.18 \text{ KN.m} ; A = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.67 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I : $I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3889.16 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III. 6 : Vérification des contraintes dans le béton

Étage	type	Position	M _{ser} Kn.m	As Cm ²	Y(cm)	I (Cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Vérification
Étage courants	01	travée	17.22	3.8	4.85	19036.84	4.38	15	Vérifiée
		App inter	-11.54	2.67	9.23	9676.39	11.01	15	Vérifiée
		App rive	-3.18	0.79	5.67	3889.16	4.63	15	Vérifiée

c) Vérification de la flèche

D'après le CBA93 la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{620} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$l \leq 5 \text{ m.}$$

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.005 \text{ cm} \Rightarrow$

$$f_{adm} = \frac{620}{1000} + 0.005 = 0.625 \text{ cm}$$

Les propriétés de la section :

$$y = 4.85 \text{ cm} ; I = 19036.84 \text{ cm}^4 ; A_s = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 60 \times 24 + 15 \times 3.8 = 1497 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1497} \times \left(\frac{60 \times 24^2}{2} + 15 \times 3.8 \times 22 \right) \Rightarrow V_1 = 12.37 \text{ cm}$$

$$V_2 = 24 - 12.37 \Rightarrow V_2 = 11.63 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{60}{3} \times (12.37^3 + 11.63^3) + 15 \times 3.8 \times (11.63 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 79906.42 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.8}{12 \times 22} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.014 \times (2 + 3 \times \frac{12}{60})} \Rightarrow \lambda_i = 2.88$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.152$$

Évaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 4.3 = 2.79 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.86 = 3.81 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.86 + 1.5) = 4.78 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.81 \times 6.2^2}{8} = 13.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.79 \times 6.2^2}{8} = 10.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.78 \times 6.2^2}{8} = 17.22 \text{ KN.m}$$

• Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{10.05 \times (0.22 - 0.0485) \times 10^5}{19036.84} \Rightarrow \sigma_{js} = 135.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{13.73 \times (0.22 - 0.0485) \times 10^5}{19036.84} \Rightarrow \sigma_{gs} = 185.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{17.22 \times (0.22 - 0.0485) \times 10^5}{19036.84} \Rightarrow \sigma_{ps} = 232.69 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 0.71$$

$$\mu_j = 0.62$$

$$\mu_p = 0.76$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 79906.42}{1 + 2.88 \times 0.62} = 31554.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 79906.42}{1 + 2.88 \times 0.71} = 28867.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 79906.42}{1 + 2.88 \times 0.76} = 27564.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvig} = \frac{1.1 \times 79906.42}{1 + 1.152 \times 0.71} = 48350.34 \text{ cm}^4$$

Évaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{10.05 \times 6.2^2}{10 \times 32164.2 \times 31554.08} \times 10^7 = 0.38 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{13.73 \times 6.2^2}{10 \times 32164.2 \times 28867.92} \times 10^7 = 0.56 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvig}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{13.73 \times 6.2^2}{10 \times 10721.4 \times 48350.34} \times 10^7 = 0.33 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{17.22 \times 6.2^2}{10 \times 32164.2 \times 27564.3} \times 10^7 = 0.75 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.33 + 0.75 - 0.56 - 0.38 = 0.14 \text{ cm} < f_{adm} = 0.625 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

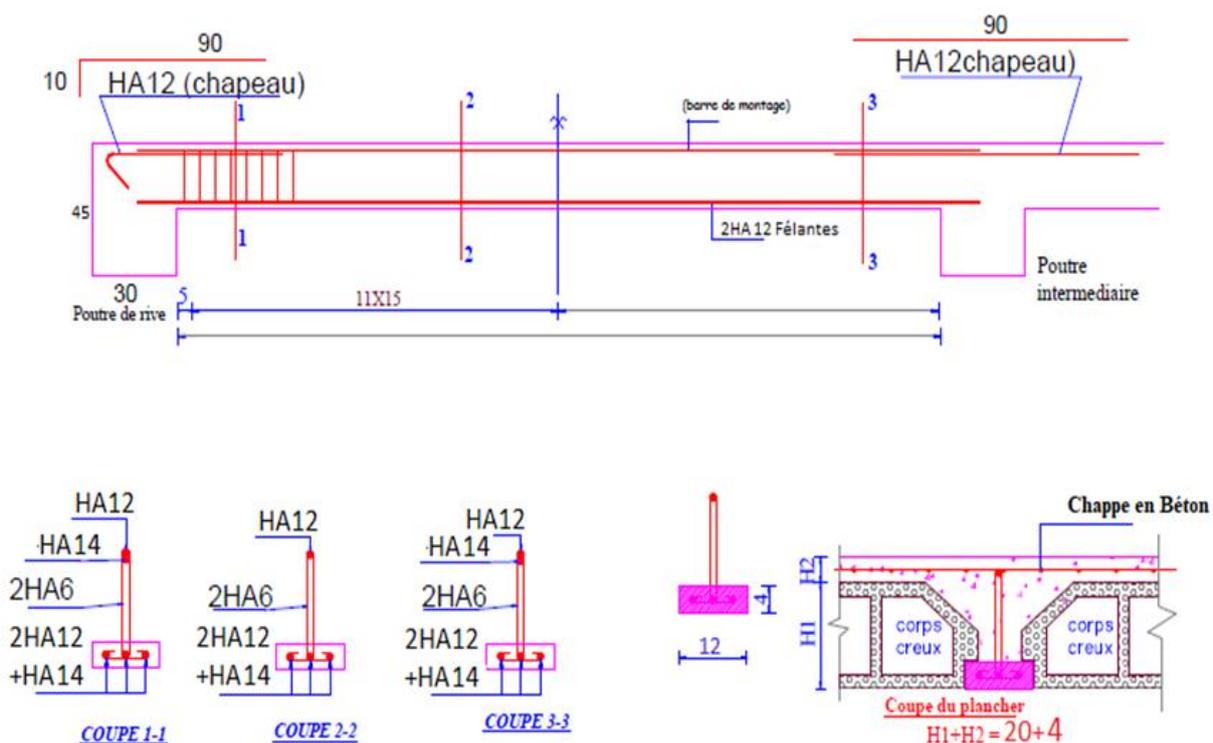


Figure III. 4 : schéma de ferrailage des poutrelles

III.2. Les dalles pleines

III.2.1. Ferrailage des dalles pleines :

III.2.1.1. Dalle sur trois appuis (D1)

1. Méthode de calcul

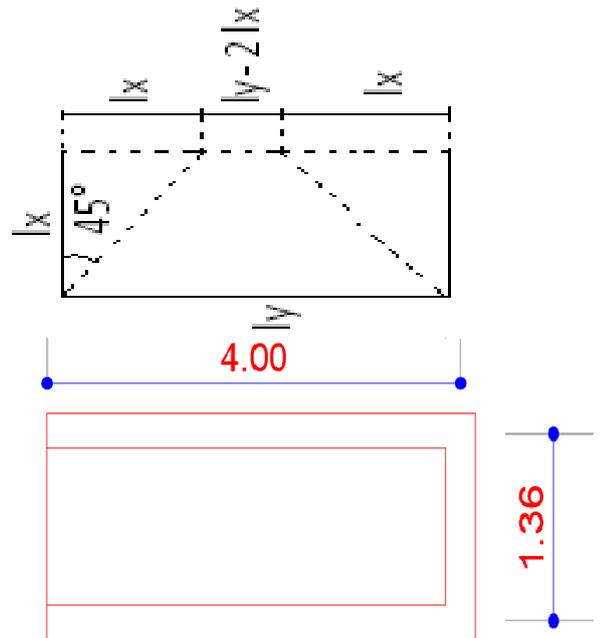
C'est un cas particulier des dalles, ici il faut appliquer la théorie des lignes de rupture à partir de 45°

Théorie des lignes de rupture : Ils ont constaté expérimentalement que la ruine de la dalle à l'ELU est accompagnée par de fissures (lignes de rupture), ces lignes sont constituées par des diagonales 45° partant des angles et se raccordant sur l'axe et pour les dalles appartenant à un hourdis continu le périmètre de la dalle.

Les lignes de rupture permettent de comprendre comment les charges agissant sur la dalle se distribuent sur les poutres latérales. Donc on aura des charges triangulaires sur les poutres parallèles à la petite portée (l_x) et des charges trapézoïdales sur des poutres parallèles à la grande portée (l_y).

$$1) l_y \geq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2}{8} (l_y - \frac{l_x}{2}) + \frac{P \times l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_y \leq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{6} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2 \times l_x}{2} - \frac{2 \times P \times l_y^3}{3} \end{cases}$$



Calcul des sollicitations

$L_y = 4\text{m}$; $L_x = 1.36\text{m}$

$\rho = \frac{1.36}{4} = 0.34 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un

seul sens.

$\frac{L_y}{2} = \frac{4}{2} = 2 \Rightarrow L_x < L_y / 2$

Donc : $\begin{cases} M_{0x} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0y} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$

On a: $G = 6.06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 13.43 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q = 5.26 + 3.5 = 9.56 \text{ KN/m}$

2. Ferrailage à l'E.L.U

$\begin{cases} M_{0y} = 13.43 \times \frac{1.36^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 5.63 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 13.43 \times \frac{1.36^2}{2} \times 4 - \frac{2}{3} \times 13.43 \times 1.36^3 \Rightarrow M_{0x} = 27.15 \text{ KN.m} \end{cases}$

- En travée

$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 23.07 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 4.78 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.3M_{0x} = 5.95 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.3M_{0y} = 0.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III. 7 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M(KN.M)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon y	4.78	0.023	0.029	0.118	1.16	0	4T8=2.01
	Selon x	23.07	0.113	0.15	0.112	5.88	1.12	4T14=6.16
En appui	Selon y	0.94	0.011	0.013	0.119	0.54	0	4T8=2.01
	Selon x	5.95	0.053	0.068	0.116	2.67	1.12	4T10 =3.14

3. Calcul de l'espacement des armatures

sur $L_y : S_t \leq \min(4e; 45\text{cm})$. Donc $S_t \leq 45 \text{ cm}$; On opte : $S_t=25\text{cm}$

sur $L_x : S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$. Donc : $S_t \leq 33 \text{ cm}$; On opte: $S_t=25\text{cm}$

4. Vérification a l'E.L.U

• **L'effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13.43 \times 1.36}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.34}{2}} = 7.8 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{7.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.065 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

...Vérifie **5. Vérification a l'E.L.S**

a. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0y} = 9.56 \times \frac{1.36^3}{6} = 4 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ser y} = 0.85 \times 4 = 3.4 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 9.56 \times \frac{1.36^2}{2} \times 4 - \frac{2}{3} \times 9.56 \times 1.36^3 = 19.33 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{ser x} = 0.85 \times 19.33 = 16.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée L_x :

- Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0$$

On trouve : $y = 5.86 \text{ cm}$

- Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = 55202 \text{ cm}^4$$

- Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16.43 \times 10^{-3} \times 0.0586}{55202 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.744 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

vérifié.

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(266; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201 \text{ MPa}$$

- Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{16.43 \times 10^{-3}}{55202 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0586) \Rightarrow \sigma_{st} = 27.41 \text{ MPa} < 201 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Travée L_y :

- Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

Racine d'équation seconde degré : $y = 5.03 \text{ cm}$

- Calcul de I :

$$I = 274978 \text{ cm}^4$$

• Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{3.4 \times 10^{-3} \times 0,0503}{274978 \times 10^{-8}} = 0.06 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3.4 \times 10^{-3}}{274978 \times 10^{-8}} \times (0.12 - 0.0503) = 1.29 < 201 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.36} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{6.16}{100 \times 12} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.103 \geq 0.021 \dots\dots\dots (1) \\ 5.13 \times 10^{-3} \geq 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{136}{500} = 0.272 \text{ cm}$$

Propriété de la section de la dalle :

y = 5.86 cm

I = 55202 cm⁴

E_I = 32164.2 MPa

E_v = 10721.4 MPa

A_s = 6.16 cm²

Évaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 4.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 6.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (6.06 + 3.5) = 9.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 7.73 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 10.41 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 16.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

$$f_{vgser} = 0.097$$

$$f_{igser} = 0.048$$

$$f_{ijser} = 0.028$$

$$f_{ipser} = 0.101$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.122 \text{ cm} < f_{adm} = 0.272 \text{ cm}$ condition de flèche est vérifiée

Sens y-y

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{400} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.06 \text{ La première condition n'est pas vérifiée, donc la}$$

vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$

Propriété de la section :

$$y = 5.03 \text{ cm}; I = 274978 \text{ cm}^4; E_I = 32164.2 \text{ Mpa}; E_v = 10721.4 \text{ Mpa}; A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

Évaluation des moments en travée

$$M_{ox}^j = 1.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{ox}^g = 2.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ox}^p = 3.4 \text{KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

$$f_{vgser} = 0.123$$

$$f_{igser} = 0.041$$

$$f_{ijser} = 0.03$$

$$f_{ipser} = 0.064$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

La flèche totale $\Delta f = 0.116 \text{cm} < f_{adm} = 0.792 \text{cm}$ condition de flèche est vérifiée

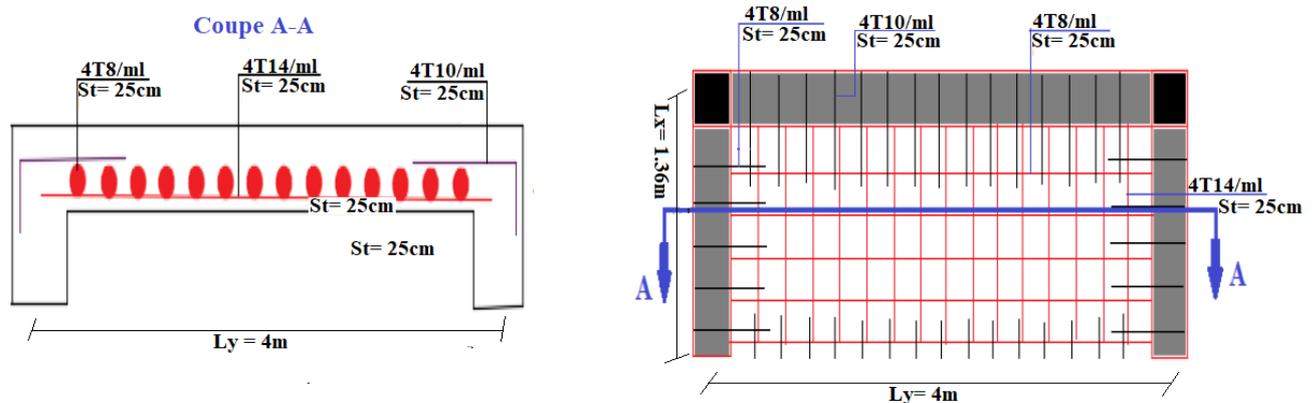


Figure III. 5 : schéma de ferrailage sur 3 appuis

III.2.1.2. Dalle sur deux appuis :

$$\rho = \frac{0.7}{2.1} = 0.33 \Rightarrow \text{Cas d'une dalle reposant sur un seul côté : c'est}$$

le cas de la console (balcon).

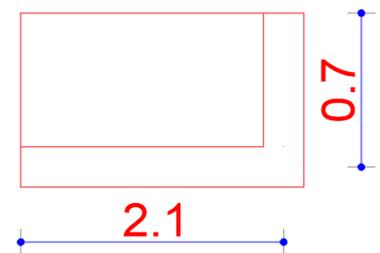
Calcul des sollicitations à l'ELU :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 13.431 \text{KN/m}$$

$$M_t = \frac{q_u \times L_x^2}{2} = 3.29 \text{KN.m}$$

$$V = q_u \times L_x = 9.4 \text{KN}$$



Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.0161$$

$$\alpha = 0.0203$$

$$Z \text{ (m)} = 0.119$$

$$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)} = 0.79 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopt 4HA8} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopt } St = 25\text{cm}.$$

Les armatures de répartition :

$$A_r \text{ (cm}^2\text{/ml)} = A_{cal}/4 = 0.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte 4HA8} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 25\text{cm}.$$

Les vérifications :**Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho < 0.4 \end{cases} \rightarrow A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2$$

$A_{cal} > A_{min}$ Donc la condition de non fragilité est vérifiée

L'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_u = \frac{9.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{max} = 0.078 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \text{..Condition vérifiée}$$

Vérifications l'E.L.S**a. État limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.33$$

$$q_s = (G + Q) \times 1 = 9.56 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm}.$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.21 \text{ cm}.$$

$$I = 5645.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

a. Etat limite de déformation :

Selon l'axe (x) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_s} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{0.7} \geq \frac{M_s}{20 \times M_s} \\ \frac{2.01}{100 \times 12} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \geq 0.05 \dots \dots \dots (1) \\ 1.675 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

Selon l'axe (y)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_s} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{0.7} \geq \frac{M_s}{20 \times M_s} \\ \frac{2.01}{100 \times 12} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \leq 0.05 \dots \dots \dots (1) \\ 1.675 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

Dans les deux sens de calcul la flèche est vérifiée

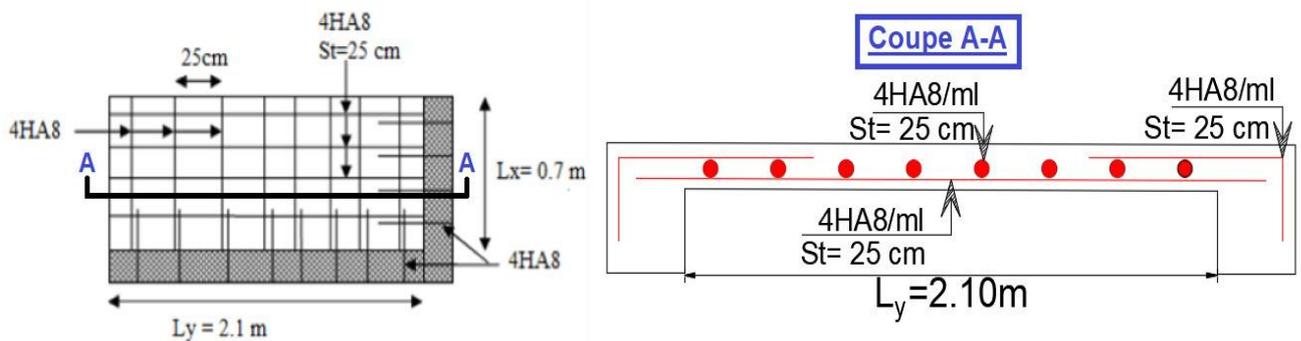


Figure III. 6 : schéma de ferrailage sur 2 appuis

III.2.1.3. Dalle sur quatre appuis

$$\rho = \frac{5.8}{6.2} = 0.93 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux Sens.}$$

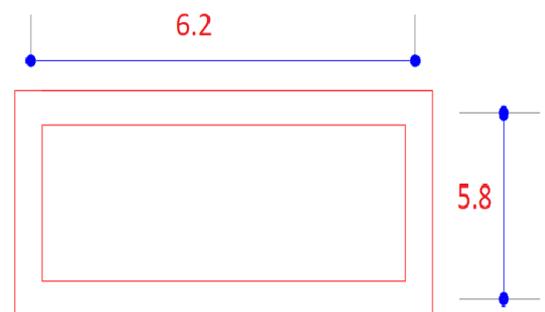
Calcul des sollicitations à l'ELU

On a: $G=6.06\text{KN/m}^2$; $Q = 3,5\text{KN/m}^2$;

$q_u= 13.43 \text{ KN/m}^2$; $q_s= 9.56 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0428 \times 13.43 \times (5.8)^2 \Rightarrow M_0^x = 19.33\text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.841 \times 19.33 \Rightarrow M_0^y = 16.26\text{KNm} \end{cases}$$



$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 14.5 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 12.19 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 9.66 \text{ KNm} \\ M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 8.13 \text{ KNm} \end{cases}$$

Espacement des armatures

-Sens x-x: $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopt $St_y = 25\text{cm}$.

-Sens y-y : $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopt $St_x = 25\text{cm}$.

Ferraillages en flexion simple

Tableau III. 8 : Ferraillage de dalle sur 4 appuis

Sens		M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)
travée	x-x	14.5	0.071	0.092	0.115	3.6	1.16	4HA12=4.52
	y-y	12.19	0.059	0.077	0.116	3.01	1.12	4HA10=3.14
Appui	y-y	9.66	0.047	0.0607	0.117	2.37	1.16	4HA10=3.14
	x-x	8.13	0.039	0.0508	0.117	1.98	1.12	4HA8=2.01

Vérifications a l'E.L.U

La condition de non fragilité

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.93}{2} \times 100 \times 14 = 1.16\text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12\text{cm}^2 \end{cases}$$

L'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25\text{MPa} .$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 28.36 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 25.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.236 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

Vérifications l'E.L.S

a. État limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.05 \\ \mu_y = 0.891 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.05 \times 9.56 \times 5.8^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 16.08 \text{ KNm} \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.891 \times 16.08 \Rightarrow M_{tser}^y = 14.32 \text{ KNm} \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x = 4.52 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.41 \text{ cm.}$$

$$I = 10174 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y $A_y = 3.14 \text{ cm}^2$; $b = 100 \text{ cm}$; $y = 2.92 \text{ cm}$; $I = 26743 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.71 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

b. État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

c. État limite de déformation

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \left\{ \frac{0.14}{6.2} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow \{0.024 \leq 0.037 \dots\dots\dots (1) \right.$$

$0.039 \leq 0.085$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm \Rightarrow$

$$f_{adm} = \frac{580}{1000} + 0.5 = 1.08cm$$

Propriété de la section de la dalle :

$$y = 3.41 \text{ cm}$$

$$I = 10174 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Évaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 4.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 6.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (6.06 + 3.5) = 9.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 6.74 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 9.08 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 14.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel Socotec :

$$f_{vgser} = 1.62$$

$$f_{igser} = 0.83$$

$$f_{ijser} = 0.429$$

$$f_{ipser} = 1.88$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 2.24cm \geq f_{adm} = 1.08cm$ condition de flèche non vérifiée

On augmente l'épaisseur afin de vérifier notre dalle pleine vis-à-vis de la flèche on prend $h=17$ cm

$$f_{vgser} = 0.6$$

$$f_{igser} = 0.22$$

$$f_{ijser} = 0.14$$

$$f_{ipser} = 0.76$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

à flèche totale $\Delta f_t = 1.cm < f_{adm} = 1.08cm$ condition de flèche est vérifié

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.14 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ 5.8 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \{0.022 \leq 0.066.....(1)$$

$0.039 \leq 0.085$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm \Rightarrow$

$$f_{adm} = \frac{620}{1000} + 0.5 = 1.2cm$$

Propriété de la section de la dalle :

$$y = 2.92 \text{ cm}$$

$$I = 26743 \text{ cm}^4$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Évaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 4.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 6.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (6.06 + 3.5) = 9.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 5.73 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 7.72 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 12.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel Socotec :

$$f_{vgser} = 0.58$$

$$f_{igser} = 0.19$$

$$f_{ijser} = 0.14$$

$$f_{ipser} = 0.83$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 1.08 \text{ cm} < f_{adm} = 1.2 \text{ cm}$ condition de flèche est vérifiée

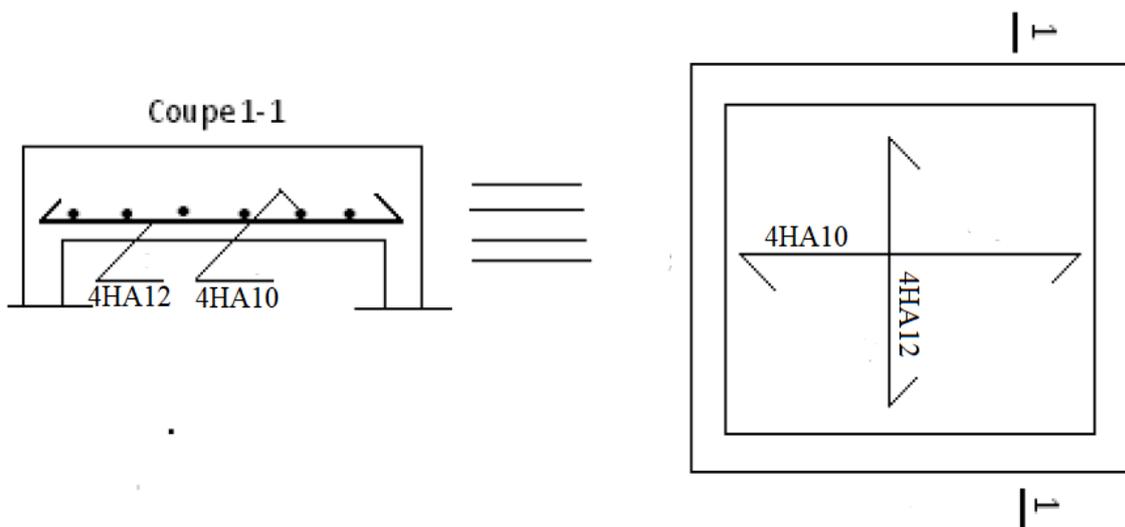


Figure III. 7 : Schéma de ferrailages de la dalle sur 4 appuis

III.2.1.4. Dalle sur un seul appui

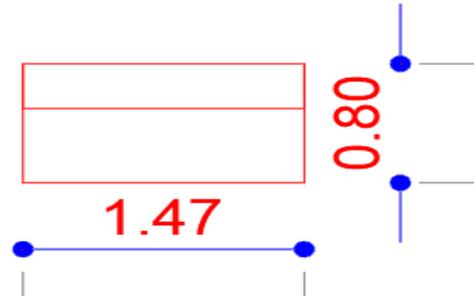
Calcul des sollicitations à l'ELU :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 13.431 \text{ KN/m}$$

$$M_t = \frac{q_u \times L_x^2}{2} = 14.51 \text{ KN.m}$$

$$V = q_u \times L_x = 19.7 \text{ KN}$$



Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.071$$

$$\alpha = 0.092$$

$$Z \text{ (m)} = 0.115$$

$$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)} = 3.61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopt 4HA12} \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopt } St = 25\text{cm}.$$

Les armatures de répartition :

$$A_r \text{ (cm}^2\text{/ml)} = A_{cal}/4 = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte 4HA8} \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 25\text{cm}.$$

Les vérifications :

Condition de non fragilité :

$$\rightarrow A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition de non fragilité est vérifié.}$$

L'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_u = \frac{19.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_{max} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée.

Vérifications l'E.L.S

a. État limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.33$$

$$q_s = (G + Q) \times 1 = 9.56 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 10.32 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.41 \text{ cm.}$$

$$I = 632456 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

b. État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

c. État limite de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_s} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.47} \geq \frac{M_s}{20 \times M_s} \\ \frac{4.52}{100 \times 12} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.095 \geq 0.05 \dots \dots \dots (1) \\ 3.76 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche est vérifié

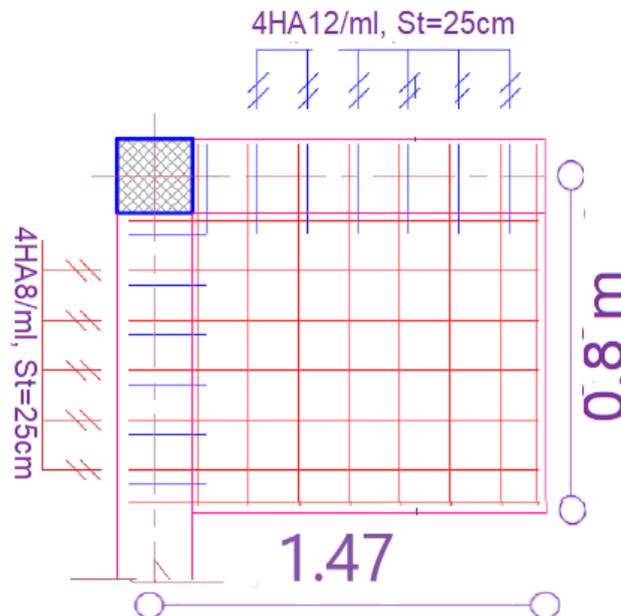


Figure III. 8 : schéma de ferrailage sur un seul appui

III.3. Les Escaliers :

III.3.1. Étude de l'escalier à 2 volées

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 20cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 20cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 18cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

a) Charges et surcharges :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 6.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{volée}} = 10.14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Moments et efforts tranchants :

➤ L'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 10.14 + 1.5 \times 2.5 = 17.44 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5 = 12.606 \text{ KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 39.94 \text{ KN}$$

$$R_B = 40.99 \text{ KN}$$

Calcul des moments

$$M_0 = 59.99 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0.75 M_0 = 44.99 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -29.99 \text{ KN.m}$$

$$V = 40.99 \text{ KN}$$

➤ L'ELS :

$$q_v = 10.14 + 2.5 = 12.64 \text{ KN / m}$$

$$q_p = 6.56 + 2.50 = 9.06 \text{ KN / m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 28.82 \text{ KN}$$

$$R_B = 29.6 \text{ KN}$$

$$M_0 = 43.39 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 36.88 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -17.35 \text{ KN.m}$$

c) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$M_t = 44.99 \text{ KN.m}$: Moment en travée

$M_a = 29.99 \text{ KN.m}$: Moment en appuis

Caractéristique de la section :

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

$d = 18 \text{ cm}$

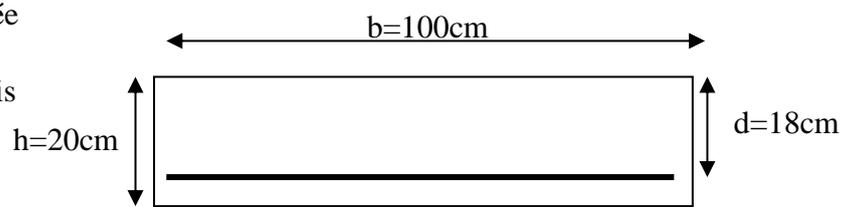


Figure III. 9 : Schéma à ferrailier pour l'escalier

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 9 : Résumé des résultats de ferrailage

Position	$M (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm^2/ml)	$A_{Adobté}$ (cm^2/ml)	St(cm)
En travée	44.99	0.098	0.129	0.17	7.56	7T12 = 7.92	15
En appuis	29.99	0.065	0.084	0.17	4.18	7T10 = 5.50	15

d) Les Vérifications :

➤ Vérification à l'ELU

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23.1.0.18.2.1/400 = 2.17 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On a : $A > A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 1.17MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{40.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.227MPa$$

$$\tau_U = 0.227 MPa < \bar{\tau}_U = 1.17MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (40.99 \times 10^{-3} - \frac{29.99 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) \times \frac{1.15}{400} = -4.14 \times 10^{-4} m^2$$

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$y = 5.45cm$$

$$I = 24107.25cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{36.88 \times 10^{-3}}{103308.82 \times 10^{-8}} \times 0.0545 = 8.33MPa \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En appui :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$y = 4.86cm$$

$$I = 18070.79cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17.35 \times 10^{-3}}{18070.79 \times 10^{-8}} \times 0.0486 = 4.66MPa < 15 \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\begin{aligned} \diamond \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \diamond \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \diamond \frac{A}{b_0 \times d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : longueur de la travée

M_t : moment en travée

M₀ : moment statique de cette poutre

A : section des armatures choisies

$$\frac{h}{l} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.036 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,075 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{7.92}{100 \times 18} = 0,004 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition est vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Evaluation de la flèche

✓ Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{550}{1000} + 0.5 = 1.05cm \text{ Pour une section d'armature tendue } A=7.92 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 10 : Évaluation de la flèche

f_{c28} (MPa)	Portée (m)	Largeur r (m)	Épaisseur r (m)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	f _{gv} (cm)	f _{pi} (cm)	f _{gi} (cm)	f _{ji} (cm)
25	5.5	1	0.2	22.32	28.85	36.88	0.38	0.307	0.208	0.133

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.346mm < 1.05mm.....\text{Condition vérifiée.}$$

$$f_{adm} = 0.972cm.$$

Donc $\Delta f_t \leq f_{adm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

e) Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$ avec $St = 25 \text{ cm}$

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 1.37 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$ avec $St = 25 \text{ cm}$

f) Espacement des barres :

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

Or on a $St = (25; 25) \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- Schéma de ferrailage

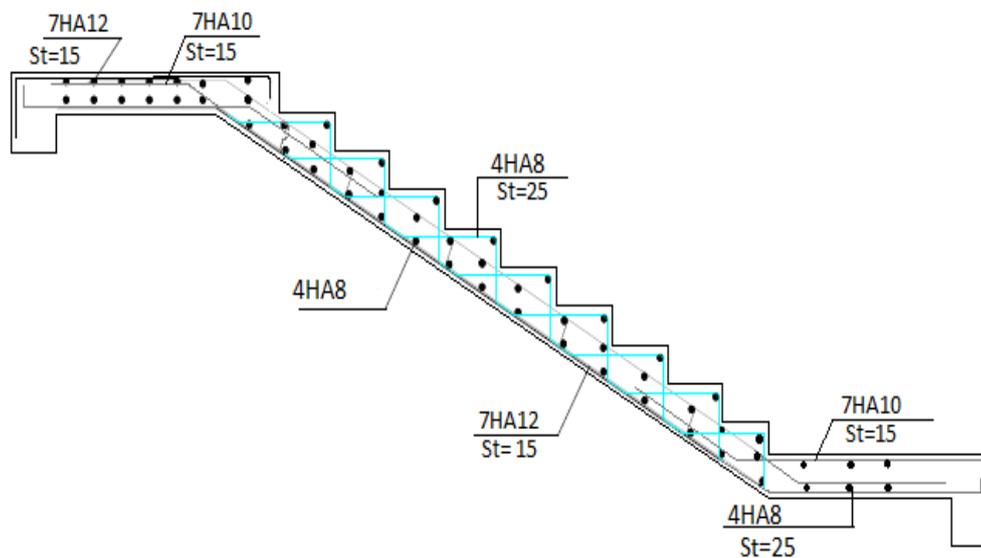


Figure III. 10 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.3.2. Étude de la poutre palière :

a) Dimensionnement

Condition de RPA :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

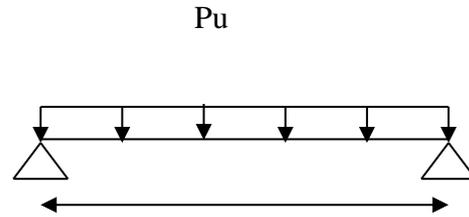


Figure III. 11 : Schéma statique de la poutre palière

Condition de flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$21.66cm < h < 32.5cm$$

$$h = 30cm$$

On prend : $b = 30cm$

b) Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25KN / m \quad p_{mur} = 2.4 \times \left(\frac{3.6}{2} - 0.45\right) = 3.24 KN / m$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (Figure III-12)

ELU : $R_B = 40.99 KN$

ELS : $R_B = 29.6KN$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + p_{mur}) + R_B = 48.4 KN / m$$

$$M_{0u} = \frac{P_u \times L^2}{8} = 63.9KN / m$$

$$M^u = 0.85M_0 = 54.32KN / m$$

$$M^{au} = -0.5M_0 = -25.56KN / m$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 78.65KN$$

c) Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableau III. 11 : Calcul d'armature de l'escalier

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$
En travée	54.32	0.163	0.223	0.255	6.12
En appuis	-25.56	0.076	0.099	0.268	2.73

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on garde le ferrailage calculé

- $S_t \leq \min \{h/4, 12\phi_1\}$ en zone nodale
- $S_t \leq h/2$ en zone courante

$S_t = 7.5 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

d) Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui (**Figure III-16**).

$$M^{torsion} = M_a \times \frac{L}{2} = -48.73 \text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **(Art A.5.4.2 .2.) [4]**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \phi / 6 = \frac{H}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 11.21 \text{cm}^2$$

Armatures de répartitions :

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.46 \text{cm}^2$$

$$A_t^{\min} = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{cm}^2$$

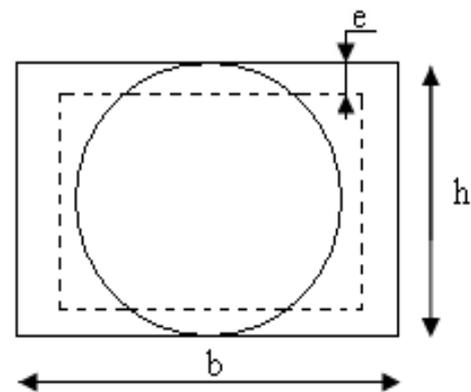


Figure III. 12 : Section creuse équivalente

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{\max} = 98.65 \text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{78.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.936 \text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{48.73 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 7.79 \text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 7.84 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}) = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots$ Condition Non vérifiée

Remarque :

La condition n'est pas vérifiée on doit augmenter la section de la poutre palière on redimensionne la poutre palière pour une section de (30*30)

$$\text{On prend : } \begin{aligned} h &= 45 \text{cm} \\ b &= 40 \text{cm} \end{aligned}$$

Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.4 \times 0.45 \times 25 = 4.5 \text{KN/m} \quad p_{mur} = 2.4 \times (\frac{3.6}{2} - 0.45) = 3.24 \text{KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (**Figure III-12**)

$$\text{ELU : } R_B = 40.99 \text{KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 29.6 \text{KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + p_{mur}) + R_B = 51.439 \text{KN/m}$$

$$M_{0u} = \frac{P_u \times L^2}{8} = 67.91 \text{KN} / m$$

$$M^{tu} = 0.85M_0 = 57.72 \text{KN} / m$$

$$M^{au} = -0.5M_0 = -27.166 \text{KN} / m$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 83.58 \text{KN}$$

Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableau III. 12 : Calcul d'armature

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$
En travée	57.72	0.055	0.071	0.417	3.97
En appuis	-27.166	0.026	0.033	0.424	1.87

Exigence du RPA :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.077 \text{cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 2.08 \text{cm}^2$

- $S_t \leq \min \{h/4, 12\phi_s\}$ en zone nodale

- $S_t \leq h/2$ en zone courante

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui (**Figure III-16**).

$$M^{tor} = -48.73 \text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [4]

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \phi / 6 = h/6 = 6.67 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 1277.78 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 143.33 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 7.85 \text{ m}^2$$

Armatures de répartitions :

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \tau_u^-$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant. [Art A.5.421

BAEL91].

On a $V_{max} = 101.19 \text{ kN}$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{83.58 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.485 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{48.73 \times 10^{-3}}{2 \times 0.127777 \times 0.0667} = 2.85 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.89 \text{ MPa} < \tau_u^- = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Ferraillage :

Choix des armatures

- **En travée**

$$A^t = 3.97 + \frac{7.85}{2} = 7.89 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

- **En appui**

$$A^t = 2.08 + \frac{7.85}{2} = 6.005 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

Soit $St = 15 \text{ cm}$

– Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.4 \times 0.15}{400} = 0.45m^2$$

Soit un cadre de ø8 et un étrier de ø8 = 4ø8= 2.01cm²

• Vérification de l'état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

Avec $\frac{b}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$
 $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$

qser=37.34KN

Sur appuis (Ma=19.72KN.m) ; y = 9.95cm ; I = 78672cm⁴

Application numérique $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} = 2.49Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.49Mpa < \overline{\sigma_{bc}}$ **Condition vérifiée**

En travée (Mt=41.9 KN.m) ; y = 11.84cm ; I = 109516cm⁴

$\sigma_{bc} = 4.53Mpa < \overline{\sigma_{bc}}$ **Condition vérifiée**

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{45}{325} = 0.138 > \frac{1}{16}$ La première condition est vérifiée.

$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.08 < \frac{h}{L} = 0.138$ La deuxième condition est vérifiée.

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0046 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ La troisième condition est vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage de la poutre palière :

POUTRES PALIERES

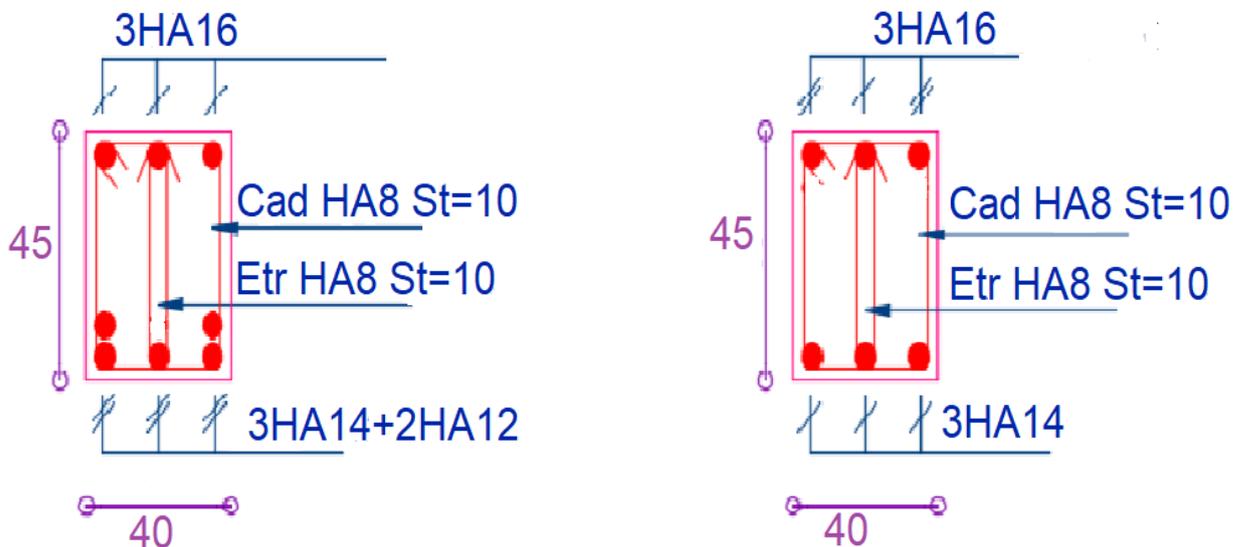


Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.3.3. Étude de la poutre de chaînage

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour la cloison extérieur. Son calcul se fait à la flexion simple.

Dimensionnement

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

On opte pour une poutre de chaînage de $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$.

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

G_1 : poids de la cloison extérieur

$$G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

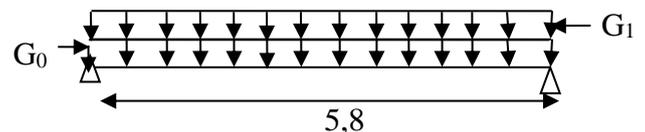
$$G_1 = 2.4 \times (2.97 - 0.3) = 6.41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 (G_0 + G_1) \Rightarrow q_u = 11.69 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{ser}} = G_0 + G_1 \Rightarrow q_{\text{ser}} = 8.66 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 36.47 \text{ KN.m}$$



$$M_{0u} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 49.15 \text{ KN.m} \qquad V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 33.90 \text{ KN}$$

En travée $M_u^t = 0.85M_{0u} \Rightarrow M_u^t = 41.71 \text{ KN.m}$

$$M_{ser}^t = 0.85M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^t = 30.92 \text{ KN.m}$$

En appuis $M_u^a = -0.5M_{0u} \Rightarrow M_u^a = -24.3 \text{ KN.m}$

$$M_{ser}^a = -0.5M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -18.28 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III. 13 : Le ferrailage de la poutre de chaînage

	M _u (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	observation
En travée	41.7	4.65	3HA12+2 HA12=5.65	1.01	Vérifié
En appuis	-24.3	2.61	3HA12=3.39	1.01	Vérifié

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.417 \text{ MPa}$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$.

$\tau_u = 0.417 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$. Condition Vérifiée

Calcul des armatures transversales

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} < 0$$

On adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$;

Donc $A_t = 4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.45 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = 22.53 \text{ cm}$$

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

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

Vérification à l'ELS

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'acier, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 14 : vérification des contraintes

M_{ser} (KN)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
30,92	12.76	37457.33	6,93	15	Vérifiée
-18,28	14.47	25448.91	3,65	15	Vérifiée

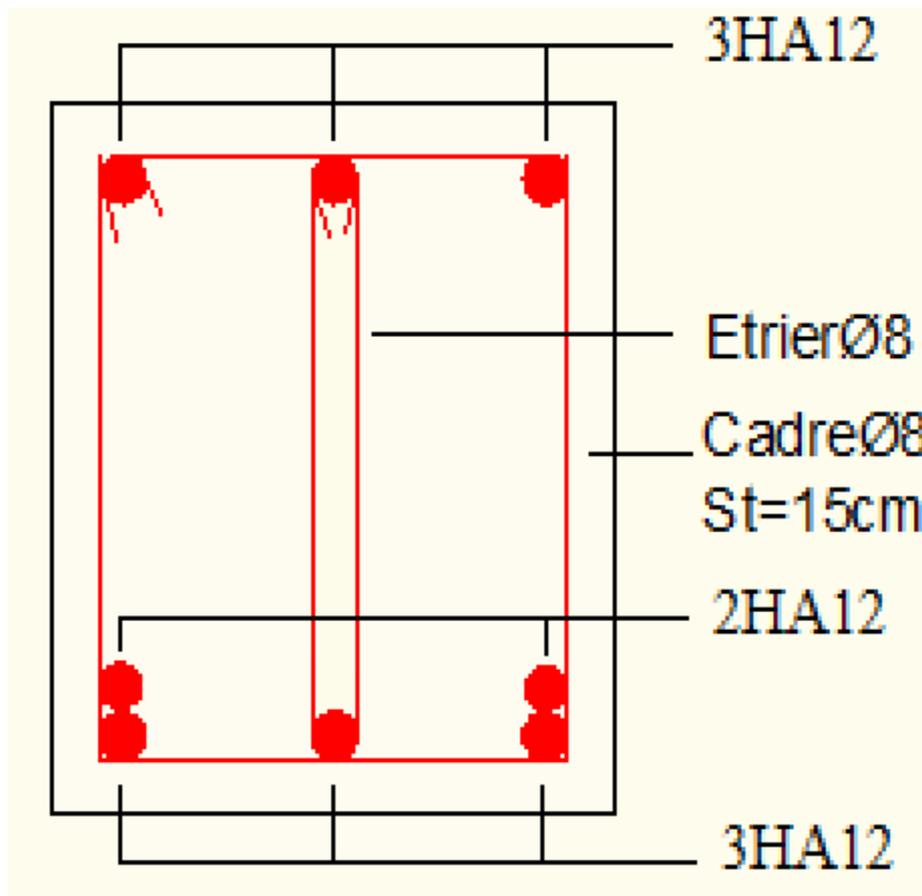


Figure III. 14 : Schéma de ferrailage poutre de chaînage

III.4. Acrotère

III.4.1. Étude de l'acrotère

Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

$$Q = 1.0 \text{ KN/ml}$$

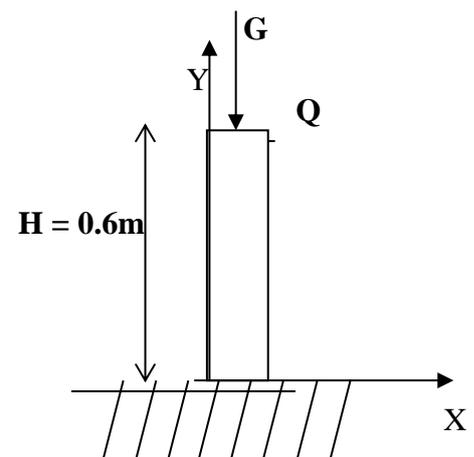
$$G = 2.55 \text{ KN/ml}$$

$$A = 0.15$$

$$C_P = 0.8$$

$$W_P = 2.55 \text{ KN/ml}$$

$$F_P = 1.224 \text{ KN}$$



Calcul des sollicitations

a) Calcul du centre de pression

$$x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

Tel que : $\sum A_i = S$: (surface de l'acrotère)

$$x_C = 0,0723 \text{ m}$$

$$y_C = 0,346 \text{ m}$$

b) Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2.5 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$F_P = 1,224 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P \times y_C = 1,224 \times 0,346 \Rightarrow M_{F_P} = 0,423 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III. 15 : Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35G + 1,5Q	G+Q
N (KN)	2.55	3.44	2.55
M (KN)	1.023	0.9	0.6

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.0.23}{2.55} = 0.4m \\ \frac{H}{6} &= 0.1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est}$$

partiellement comprimée.

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.4 + 0.02 = 0.42m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}. \text{BAEL91.}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times 1.2^2 \times (2+0)}{10^4 \times 0.1} = 0.000864m$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 0.4 + 0.02 + 0.000864 = 0.42cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3.44KN$$

$$M_U = N_U \times e_t = 3.44 \times 0.42 = 1,44 KN.m$$

III.4.2. Ferrailage de l'acrotère

À l'ELU

$h = 10$ cm; $d = 8$ cm; $b = 60$ cm;

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2MPa;$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa.$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

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

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.54KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0169 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

$$d'où : A'_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.021$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{01.54 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.45 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 cm^2$$

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

Armatures de répartition

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA6 (1,13 cm}^2/\text{ml)}.$$

Espacement

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

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

Vérification au cisaillement

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min (0,1 \times f_{c28} ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2,5 ; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,224 + 1 = 2,224 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,224 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0278 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,224 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,08 \times 10,04 \times 10^{-2}} = 0,308 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

À l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0,08 \text{ m} ;$$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = 0,232m$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0,01 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} + e_A = 0,28m$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p^* y_c + q = 0$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0,28^2 + 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,08 - 0,28) = -0,23 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0,28^3 + 90 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1} (0,08 - 0,28)^2 = -0,041 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0,23 y_c - 0,041 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0,28 \leq y_c \leq -0,18$$

$$y_c = -0,235m$$

$$y = -0,235 + 0,28 = 0,045m$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0,045^2}{2} + 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,045) = 0,112 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,55 \times 10^{-3} \times 0,045}{3406,83 \times 10^{-8}} = 3,36 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2,55 \times 10^{-3}}{3406,83 \times 10^{-8}} (0,08 - 0,045) = 39,30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Remarque

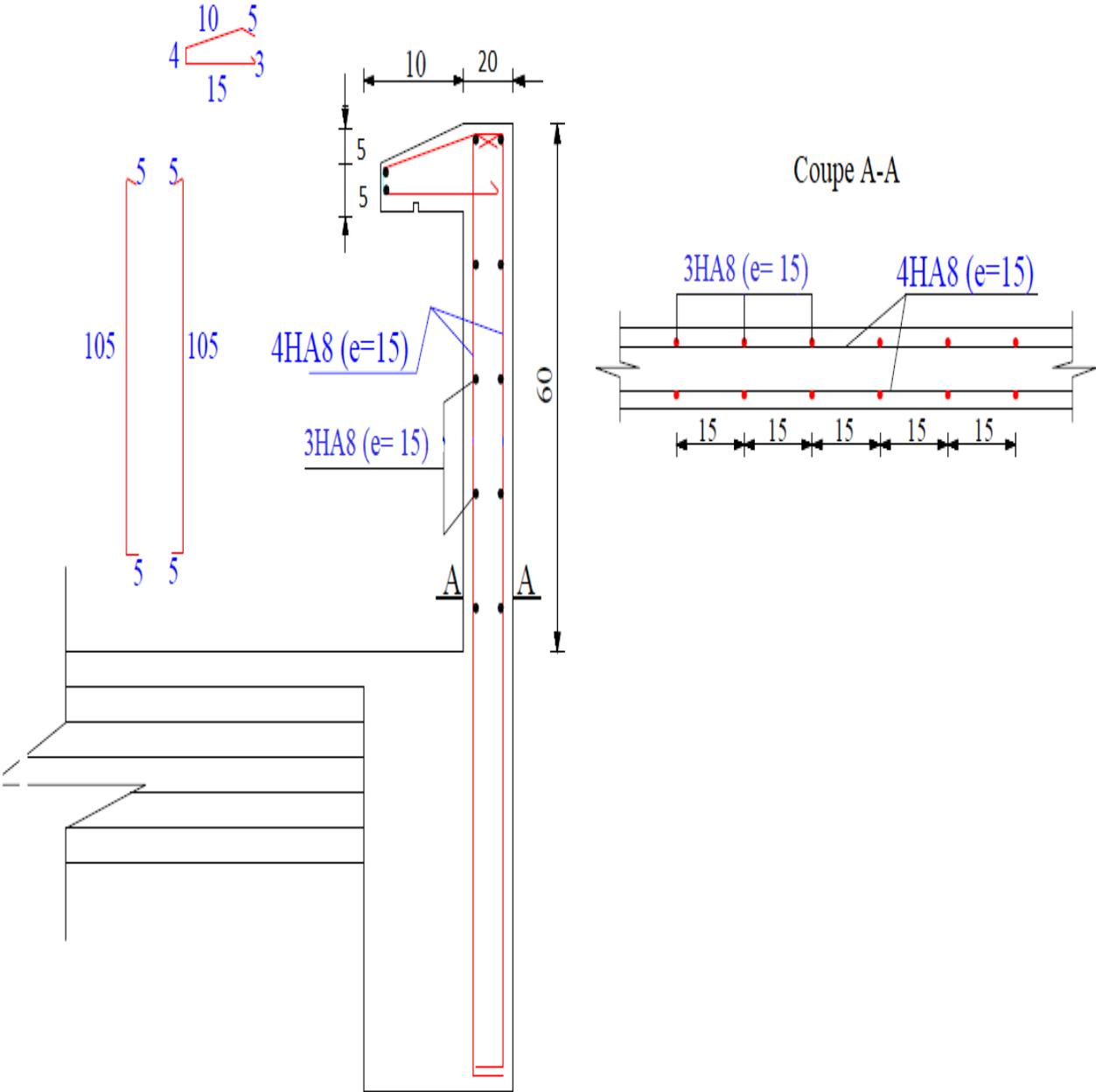
L'acrotère est un élément standard, qui dépend pas de la portance de l'ouvrage, est pour des dimension standard est les chargement , dans tous les cas on adopte un ferrailage minimale:

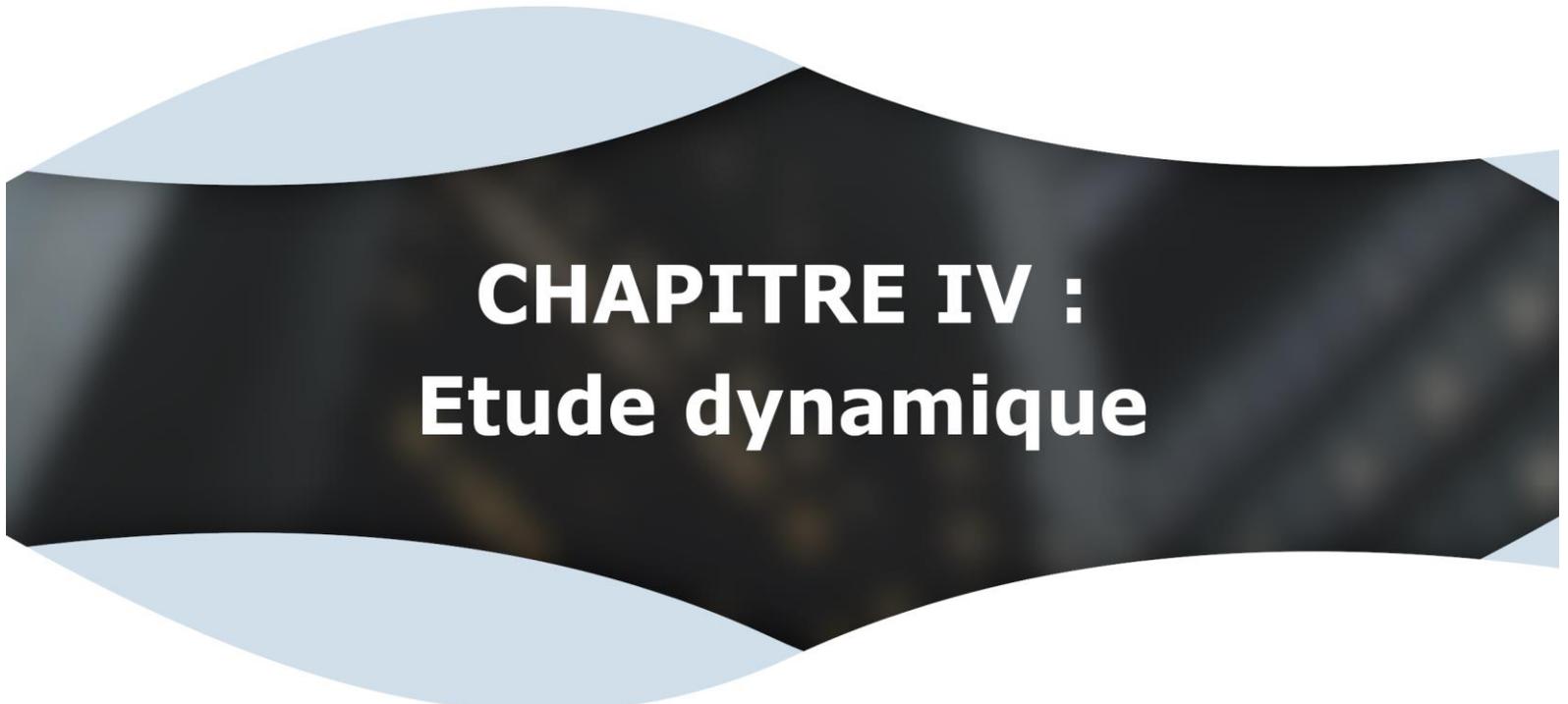
$$A_{min} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Longitudinale: 4HA8

Transversale: 3HA8

Figure III. 15 : Schéma de ferrailage de l'acrotère





CHAPITRE IV :
Etude dynamique

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines. Cela signifie que le calcul, sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet de séisme. L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec le ETABS2016.V.16.2.0 qui est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.1. Méthodes de calculs

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené en suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1.1. Méthode statique équivalente.

➤ Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Condition d'application de la méthode

Selon le RPA99/version2003 (art 4.1.2) la méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone 1 et à 30m en zone II a et III.
- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

➤ Calcul de la force sismique totale

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon les formules :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \dots \dots \dots RPA99.Art(4.2.3)$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau 4.1)**

Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par : **RPA99 (Tableau 4.4).**

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	N	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	O	0.00
6- Contrôles d'exécution	O	0.00

Donc $Q = 1.20$

- W : Poids total de la structure tirés à partir de logiciel ETABS 2016 V16.2.0

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

$$\Rightarrow W=29513,5496.$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On a :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_4).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.7s \end{cases} \text{ RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Tableau IV.I : Les valeurs de $\zeta(\%)$.RPA 99(Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = 7\%$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.88 > 0.7$$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure**

1- $T_1 = C_T h_n^{3/4}$ RPA99 (Formule 4-6)

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_2 = \frac{0.09 \times h_n}{D} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1 ; T_2)$.

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

$$h_n = 34.29m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$C_T = 0.05 \dots \dots \dots \text{RPA (Tableau 4.6)}.$$

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T

$$D' \text{ où : } T_1 = 0.05 \times 34.29^{3/4} = 0.71 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 18.7m, \quad L_y = 21m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.71s \\ T_y = 0.67s \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_s = 1.3 \times 0.71 = 0.92s \\ T_s = 1.3 \times 0.67 = 0.87s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x ; T_1) = 0.92s > T_{dy} = 0.58s$$

$$T_y = \min(T_y ; T_1) = 0.87s > T_{dy} = 0.79s$$

D'onc on prend $T = T_{analytique}$

D : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{Car } T = 0.71 > T_2 = 0.7s$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.17$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5 * 0.88 * \left(\frac{0.7}{0.67} \right)^{2/3} = 2.2$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

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

$$V_x = 2305,60 \text{ KN}$$

$$V_y = 2337,47 \text{ KN}$$

Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99. La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV. 2 : Vérification de la résultante des forces sismique.

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$0.8 \times V_{st} (KN)$	Observation
X-X	2187.6791	1844.478796	Vérifiée
Y-Y	1925.449	1869.978503	Vérifiée

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

- **Analyse des résultats**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par etabs2016v16.2.0

IV.1.2. Les méthodes dynamiques

IV.1.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière, la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

b. Les hypothèses

- 1) Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- 2) Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- 3) Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- 4) Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

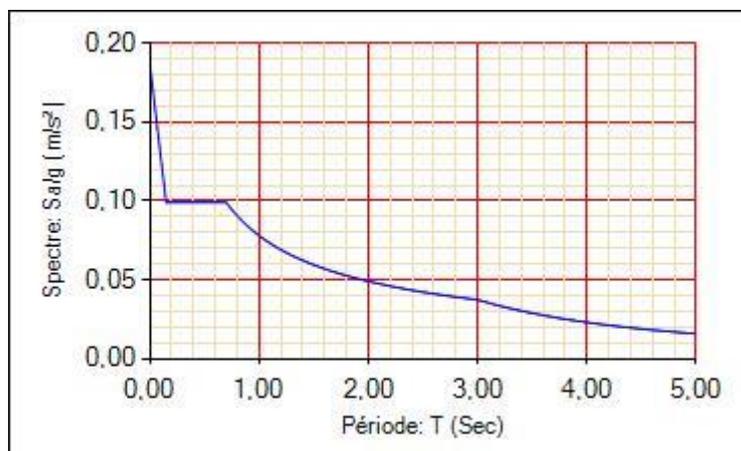


Figure IV. 1 : Graphe du spectre.

IV.1.2.2. Méthode d'analyse par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié au paravent le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.2. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations, résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016 V16.2.0 :

a. Modes et périodes de vibration et taux de participation masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/V2003 doit être supérieur à 90% de la masse totale de bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV. 3 : La participation massique pour chaque mode

Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,798	0,00001322	0,7032	0	0,00001322	0,7032
Modal	2	0,578	0,7507	0,0001	0	0,7507	0,7033
Modal	3	0,531	0,002	0,0001	0	0,7527	0,7033
Modal	4	0,278	0,0000193	0,1579	0	0,7527	0,8612
Modal	5	0,219	0,1207	0,000005149	0	0,8734	0,8612
Modal	6	0,177	0,0231	0,00001505	0	0,8965	0,8612
Modal	7	0,155	0,00000527	0,0519	0	0,8965	0,9131
Modal	8	0,132	0,022	0,000003336	0	0,9186	0,9131

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées.



Figure IV. 2 : Schéma de la disposition des voiles

IV.4. Les modes de vibration :

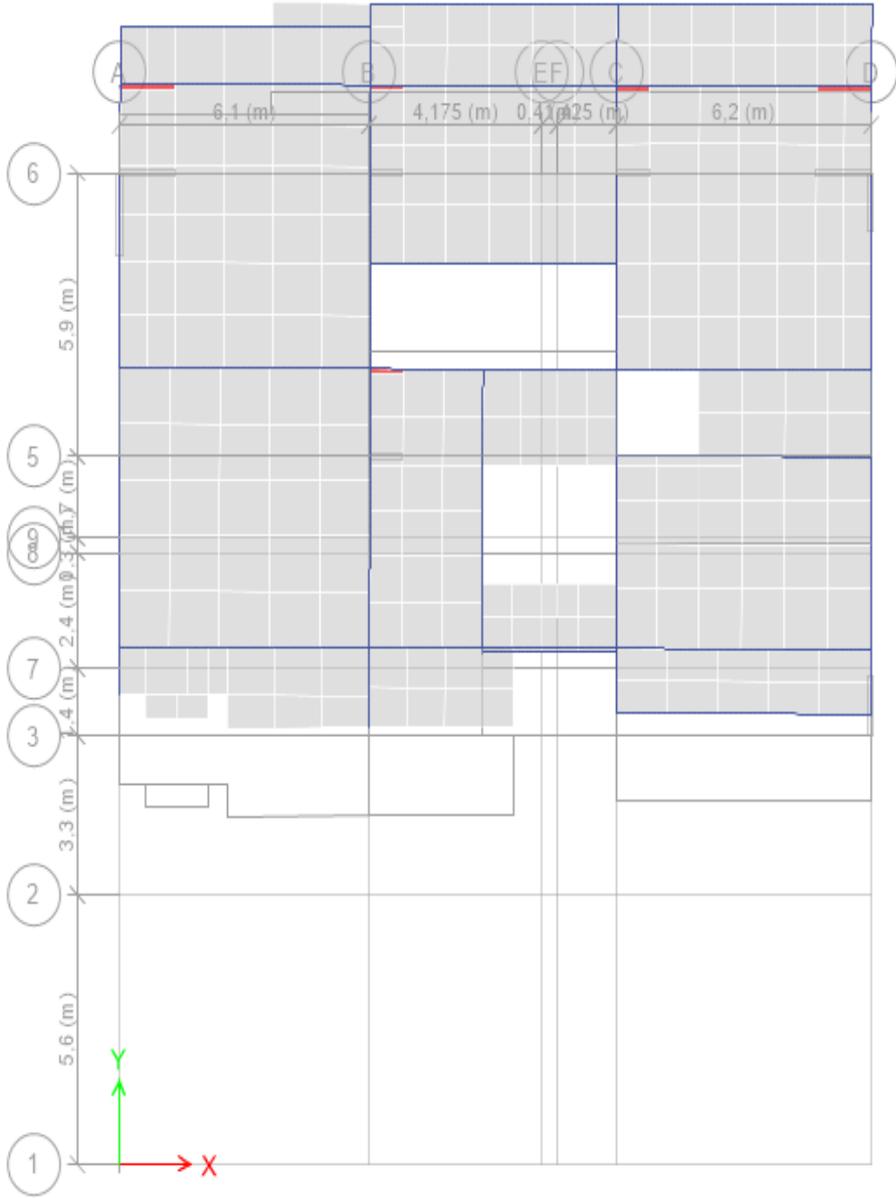


Figure IV. 3 : 1^{er} mode (translation suivant Y).

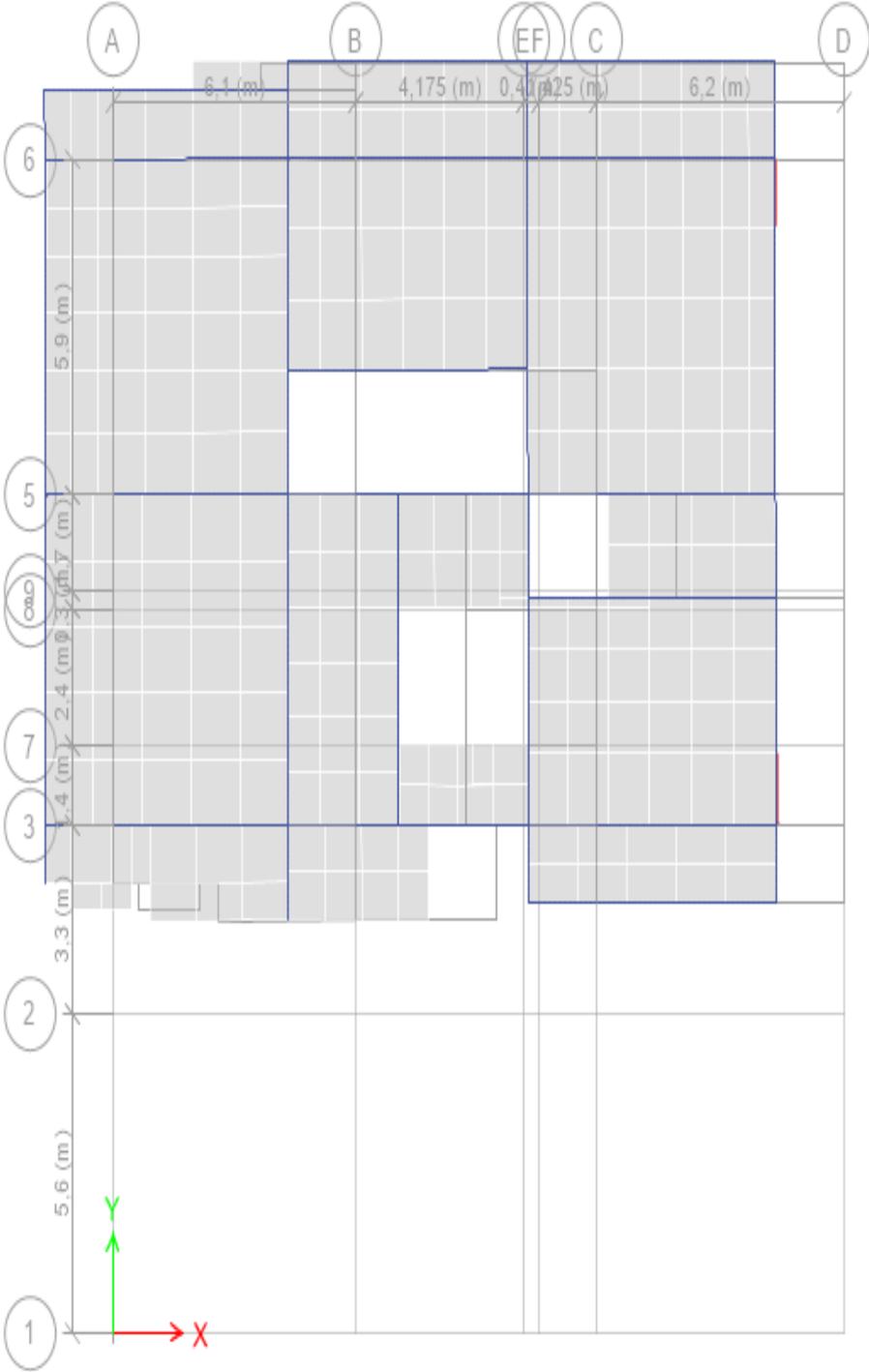


Figure IV. 4 : 2^{ème} mode (translation suivant X).

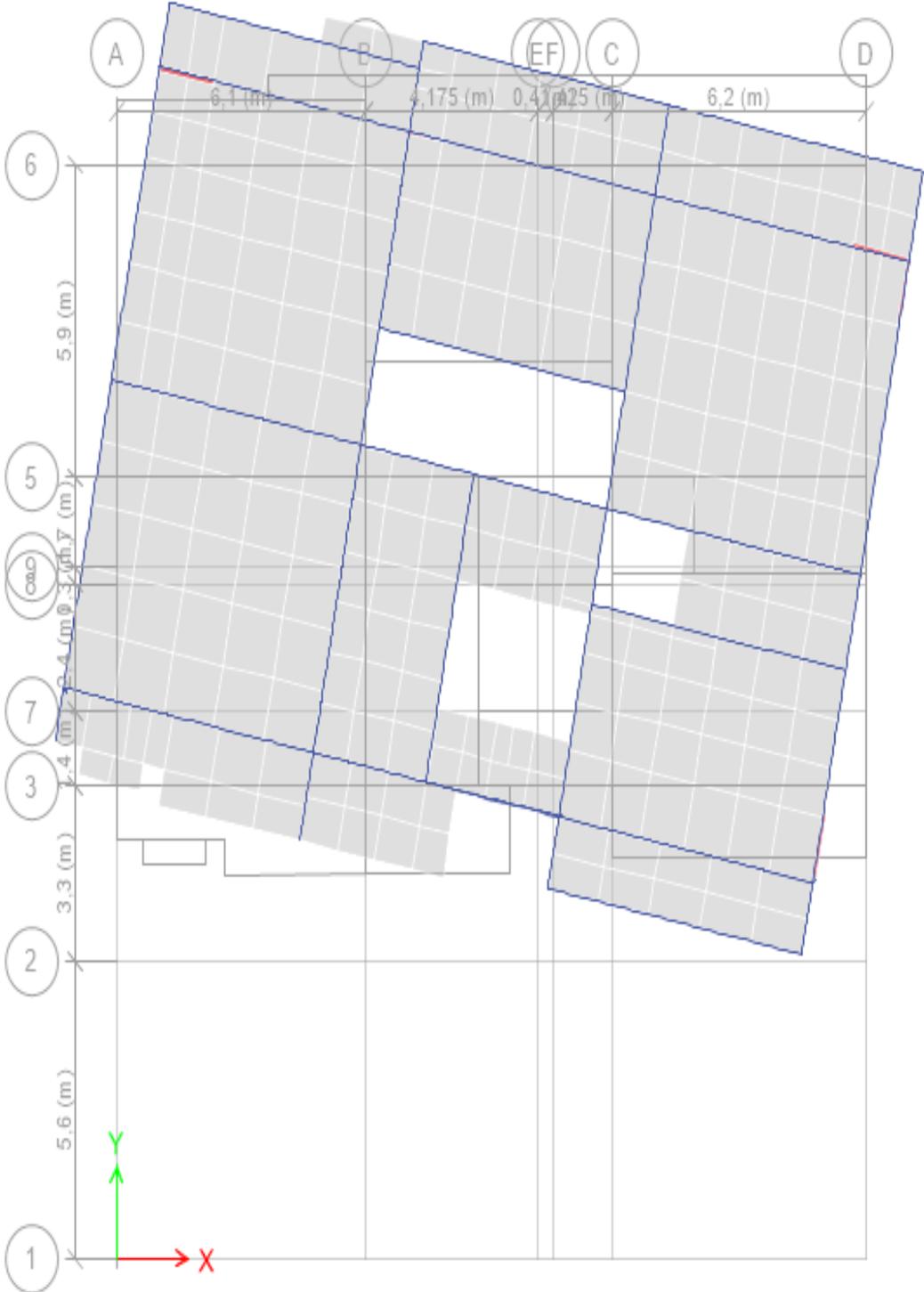


Figure IV. 5 : 3^{ème} mode (torsion autour de Z).

IV.5. Justification de l'interaction voiles portiques

IV.5.1. Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETABS sont :

Tableau IV. 4 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Poucentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
s-sol	-28372,95	-5118,732	-33491,69	84,72	15,28	vérifiée
rdc	-23928,38	-4725,618	-28654	83,51	16,49	vérifiée
RDC.service	-20288,2	-3983,488	-24271,68	83,59	16,41	vérifiée
Etage 1	-16253,39	-3772,087	-20025,47	81,16	18,84	vérifiée
Etage 2	-14014,05	-3278,369	-17292,41	81,04	18,96	vérifiée
Etage 3	-11556,85	-2828,53	-14385,38	80,34	19,66	vérifiée
Etage 4	-9236,964	-2270,095	-11507,06	80,27	19,73	vérifiée
Etage 5	-6875,921	-1755,567	-8631,488	80,02	19,98	vérifiée
Etage 6	-4762,955	-1157,14	-5920,095	80,45	19,55	vérifiée
Etage 7	-2555,792	-829,6785	-3385,471	80,19	19,81	vérifiée

- Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction entre les portiques et les voiles, sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

IV.5.2. Sous charges horizontales

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ETABS 2016v16.2.0 dans le sens (xx-yy) sont :

Tableau IV. 5 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles dans les sens xx.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		OBS
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
s-sol	1211,9	918,304	2130,2	56,89	43,11	Vérifiée
RDC	1072,65	970,013	2042,67	52,51	47,49	Vérifiée
RDC service	1279,16	633,447	1912,6	66,88	33,12	Vérifiée
Étage 1	832,482	891,326	1723,81	48,29	51,71	Vérifiée
Étage 2	775,437	781,057	1556,49	49,82	50,18	Vérifiée
Étage 3	674,055	691,018	1365,07	49,38	50,62	Vérifiée
Étage 4	586,851	560,973	1147,82	51,13	48,87	Vérifiée
Étage 5	424,042	472,505	896,546	47,30	52,70	Vérifiée
Étage 6	317,566	322,184	639,75	49,64	50,36	Vérifiée
Étage 7	196,284	183,327	379,61	51,71	48,29	Vérifiée

Tableau IV. 6 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles dans les sens yy

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		OBS
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
S-sol	1358,54	655,3698	2013,91	67,46	32,54	Vérifiée
RDC	1205,881	531,3101	1737,19	69,42	30,58	Vérifiée
RDC service	1594,497	55,9077	1650,4	96,61	3,39	Vérifiée
Étage 1	933,1725	504,4949	1437,67	64,91	35,09	Vérifiée
Étage 2	845,381	438,5076	1283,89	65,85	34,15	Vérifiée
Étage 3	718,4264	409,4898	1127,92	63,70	36,30	Vérifiée
Étage 4	637,3707	323,7804	961,151	66,31	33,69	Vérifiée
Étage 5	501,7786	269,525	771,304	65,06	34,94	Vérifiée
Étage 6	382,9959	180,5182	563,514	67,97	32,03	Vérifiée
Étage 7	270,5176	78,5914	349,109	77,49	22,51	Vérifiée

- Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages

IV.6. Vérification de l'effort normal réduit

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

$$(IV-8) \quad \text{RPA99 (Formule 7.2)} \quad \nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

Tel que : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV. 7 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
pot s-sol	70	70	4900	2867,2141	0,234	Vérifiée
pot rdc+rdc serv	70	65	4550	2347.7604	0,206	Vérifiée
pot 1+2	65	60	3900	1748,5922	0,121	Vérifiée
pot 3+4	60	60	3600	1182,0909	0,073	Vérifiée
pot 5+6	60	55	3300	657,477	0,080	Vérifiée
pot 7+8	55	55	3025	317,2936	0,042	Vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

Justification vis-à-vis des déformations

Selon le PRA99 (Art 5.10) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec : **RPA99 (Article 5.10)**

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure donné par le **RPA99 (Art 4.4.3)**

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (**R=5**)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 : Vérification des déplacements.

Dans le sens X-X							
Niveaux	$\delta_{e\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}-1}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}$ (cm)	$h_{\bar{k}}$ (cm)	$\frac{\Delta_{\bar{k}}}{h_{\bar{k}}}$ (%)	Observation
s-sol	0,103335	0,517	0	0,52	360,0	0,144	Vérifiée
RDC	0,320781	1,604	0,516675	1,09	396,0	0,275	Vérifiée
RDC service	0,474813	2,374	1,603905	0,77	297,0	0,259	Vérifiée
Étage 1	0,634618	3,173	2,374065	0,80	297,0	0,269	Vérifiée
Étage 2	0,759523	3,798	3,17309	0,62	297,0	0,210	Vérifiée
Étage 3	0,86917	4,346	3,797615	0,55	297,0	0,185	Vérifiée
Étage 4	0,962588	4,813	4,34585	0,47	297,0	0,157	Vérifiée
Étage 5	1,040234	5,201	4,81294	0,39	297,0	0,131	Vérifiée
Étage 6	1,100182	5,501	5,20117	0,30	297,0	0,101	Vérifiée

Tableau IV. 9 : Vérification a L'effet P- Δ .

Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
s-sol	360,0	29513,55	0,54	1838,9551	0,024	vérifiée
rdc	396,0	25293,31	1,16	1605,5386	0,046	vérifiée
RDC service	297,0	21500,75	0,92	1575,6389	0,042	vérifiée
Etage 1	297,0	17897,71	1,14	1311,8987	0,052	vérifiée
Etage 2	297,0	15451,56	1,23	1171,5962	0,055	vérifiée
Etage 3	297,0	12865,2	1,20	1029,4892	0,050	vérifiée
Etage 4	297,0	10306,17	1,07	877,581	0,042	vérifiée
Etage 5	297,0	7747,145	0,91	704,7997	0,034	vérifiée
Etage 6	297,0	5360,432	0,73	515,1489	0,026	vérifiée
Etage 7	297,0	3131,073	0,58	330,7664	0,019	vérifiée

- **Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$), dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion

On a opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (verticale et horizontale).

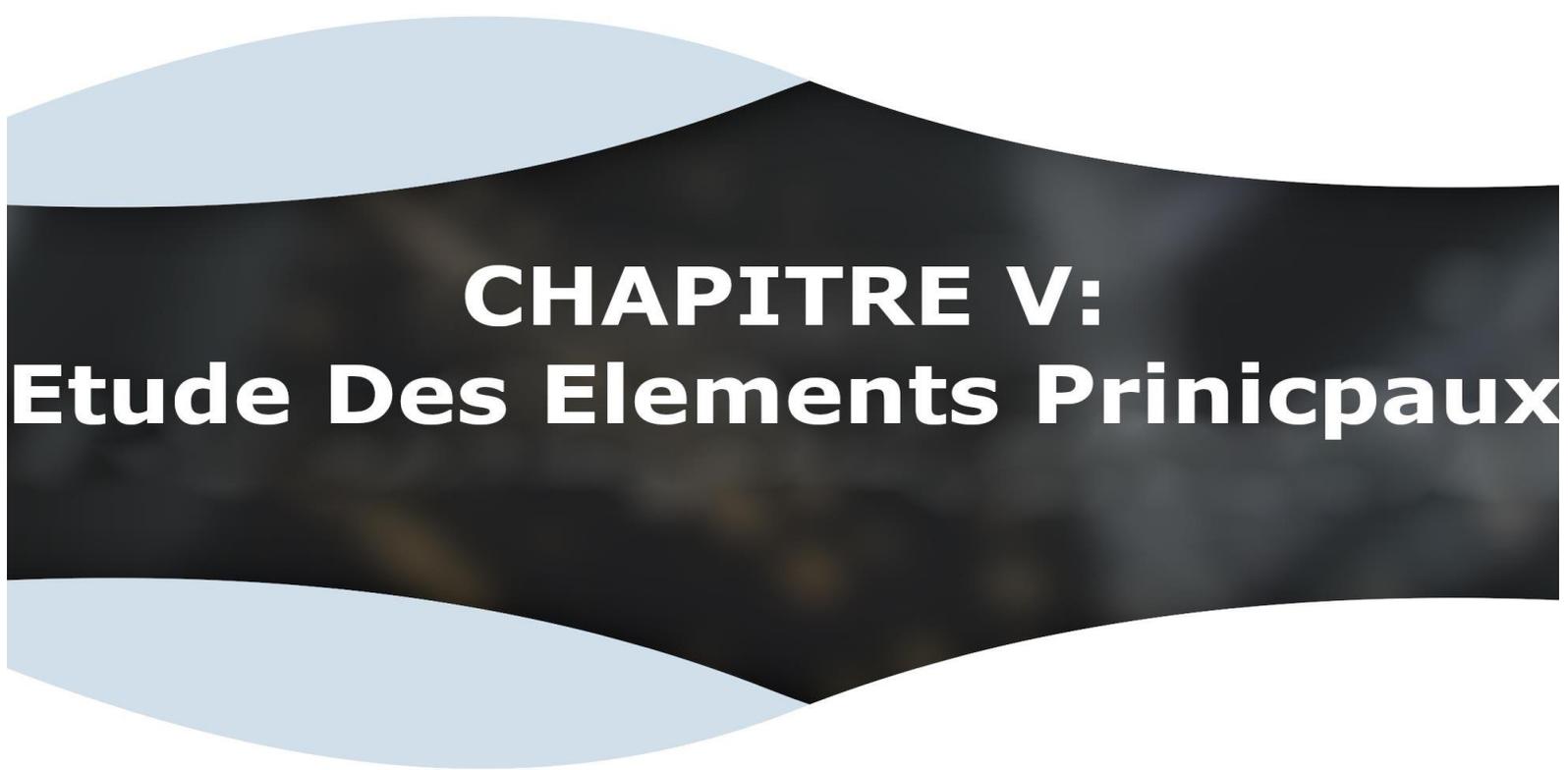
Pour satisfaire les conditions de l'RPA, on a augmenté les sections des poteaux.

Les poteaux seront ferrailés selon les dimensions suivantes :

- S-sol : (70 x70)
- RDC et RDC service : (70x65).
- 1^{ème} et 2^{ème} étage : (65x60).
- 3^{ème} et 4^{ème} étage : (60x60.)
- 5+6^{ème} étage : (60x55).
- 7+8^{ème} étage : (55x55).

Toutes les étapes de l'étude dynamique, à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles / portiques, l'effort normal réduit, découlent de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structure, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.



**CHAPITRE V:
Etude Des Elements Prinicipaux**

Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS V16**, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.1. Étude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS V16** qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (35 × 50).
- ✓ Poutres secondaires (35 × 45).

V.1.1. Recommandation du RPA99/Version 2003 :**Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec : S_t = espacement entre les armatures transversales

b = largeur de la poutre.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$

Avec ϕ le plus petit diamètre des barres utilisées.

V.1.2. Sollicitation et ferrailage des poutres :

Le calcul du ferrailage des différentes poutres se fait à la flexion simple, selon l'organigramme (Annexe n° 4), les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 1 : Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	Comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)	Choix du ferrailage
Services	P.P	35x50	Travée	ELU	91.98	286.56	9.62	5.27	10.65	3HA16 FIL +3HA14CHAP
			Appui	ELA	-182.11					10.86
	P.S	35x45	Travée	ELU	48.27	224,47	7.87	3.4	10.65	3HA16 FIL +3HA14CHAP

			Appui	ELA	-190.77			12.55	12.91	3HA16 FIL +3HA14+2HA 12CHAP
Étage courant Terrasse	P.P	35x50	Travée	ELU	23.58	173,18	9.62	1.42	10.65	3HA16 FIL +3HA14CHAP
			Appui	ELA	-122.38			7.72	12.91	3HA16 FIL +3HA14+2HA 12CHAP
	P.S	35x45	Travée	ELU	44.9	214,84	7.87	3.16	10.65	3HA16 FIL +3HA14CHAP
			Appui	ELA	-189.67			12.43	12.91	3HA16 FIL +3HA14+2HA 12CHAP

V.1.3. Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

Pourcentage maximale d’armatures longitudinales dans les sections :

✓ **Poutres secondaires :**

$$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 35 \times 50 = 70\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 35 \times 40 = 105 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

✓ **Poutres principales :**

$$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.50\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

Les longueurs de recouvrement :

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement et donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

✓ Poutres principales :

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.4, 1.42, 3.5)$$

✓ Poutres secondaires :

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right) = \min(1.4, 1.28, 3.5)$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 +1 étrier de HA8 dans les sections nécessitant un étrier.

Et $A_t = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 et une épingle de HA8 dans les sections nécessitant une épingle.

Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

✓ Poutres principales :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_1\right) \quad \text{soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ Poutres secondaires :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_1\right) \quad \text{soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Vérification à l'ELU :

V.1.4. Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 2 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	286.56	1.57	3.325	Vérifiée
Secondaire	224.47	1.53	3.325	Vérifiée

V.1.5. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l \geq \frac{V_u \cdot y_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{y_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

Les résultats de la vérification des cas les plus défavorables, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 3 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_1(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_a(\text{KN. m})$	$A_1^{\text{rive}}(\text{cm}^2)$	$A_1^{\text{inter}}(\text{cm}^2)$	Observation
Principale	12.91	271.07	-182.11	7.16	-2.63	Vérifiée
Secondaire	12.91	213.68	-190.77	5.61	-7.11	Vérifiée

- Vérification à l'ELS :

V.1.6. État limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15. A_s. y - 15. d. A_s = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Local	$M_{ser}(\text{KN. m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Principale	Appui	-92,49	200999,7 8	19 .08	6.07	15	Vérifiée
	Travée	67,12	290900.3 3	19.08	4.4	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-76,71	178290.0 4	16.72	7.2	15	Vérifiée
	Travée	34,85	178290.0 4	16.72	7.2	15	Vérifiée

V.1.7. État limite de déformation

État limite de déformation d’après le **BAEL 91** la vérification de flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

Tableau V. 5 : Vérification de l’état limite de déformation.

Poutre	h _t (cm)	b(cm)	L(m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	55	35	6.20	13.75	0.088 ≥ 0.06	0.088 ≥ 0.02	0.008 < 0.01
Secondaire	45	35	5.90	10.65	0.076 ≥ 0.06	0.076 ≥ 0.05	0.007 < 0.01

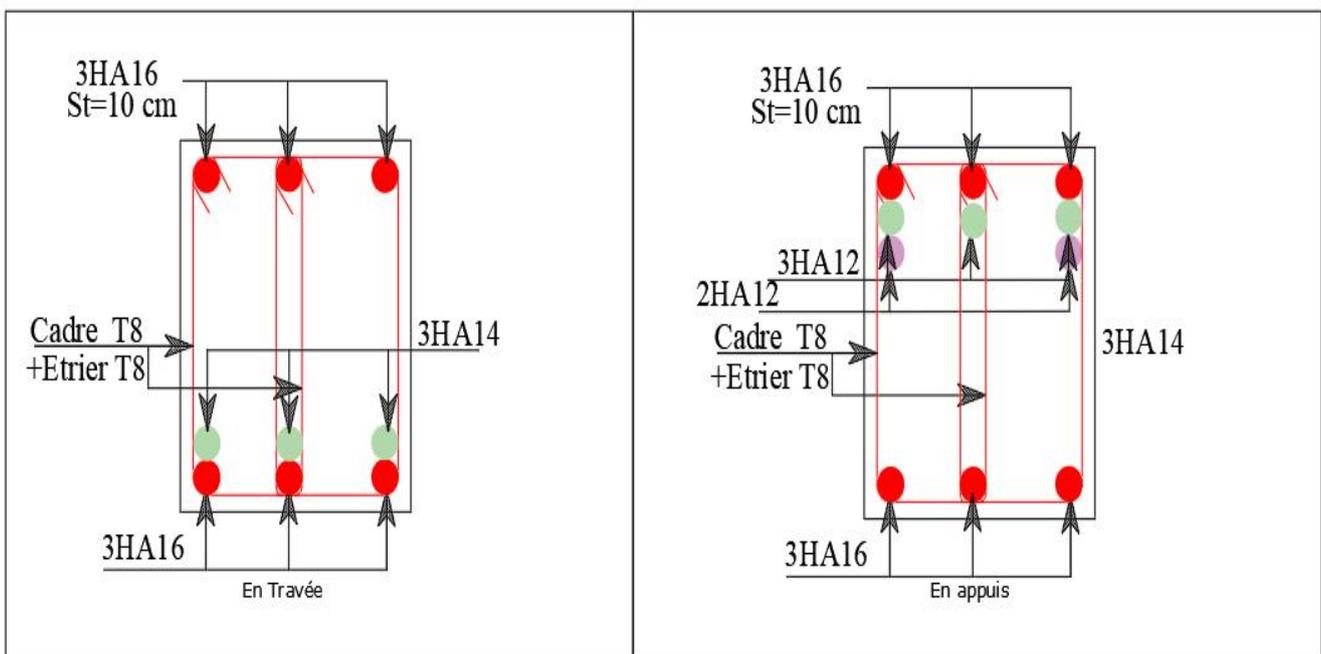


Figure V. 1 : Schéma de ferrailage de la poutre

V.2 Étude des voiles :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (l, a : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

V.2.1 Exigence du RPA :

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$①
- $G + Q \pm E$②
- $0,8G \pm E$③

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

Recommandation du RPA99 version 2003 :**Armatures verticales :**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

- Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %

- L'espace des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.2.2 Exemple de calcul :

V.2.2.1. Les sollicitations

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Sollicitations dans le voile du Vy1 du S.sol.

Etage	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
S.sol	1492,490	897,6808	897,6808	1492,490	-139,629	842,2375	302,0584

V.2.2.2. Ferrailages :

Le calcul de ferrailage se fera sous N_{\min} et M_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$N_{\min} = -139,63 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 842,24 \text{ KN.m.}$$

$$l = 1.7 \text{ m} ; e = 0.18 \text{ m} ; d = 1.65 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{842,24}{139,63} = 6.03 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ m} \Rightarrow \text{N Effort de traction et c le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\begin{aligned} M_{uA} &= M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 842.24 - 139.63 \times \left(1.65 - \frac{1.7}{2} \right) \\ &= 730.536 \text{ KN.m} \quad M_{uA} = 0.73 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.73}{0.18 \times (1.65)^2 \times 18.48} = 0.081$$

$$\mu_{bu} = 0,081 < \mu_l = 0.379 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.106$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.65(1 - 0.4 \times 0.106) = 1.58 \text{ m}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = \frac{0.73}{1.65 \times 400} + \frac{139.63 \times 10^{-3}}{400} = 15.04 \text{ cm}^2$$

- Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{array}{l} l_t : \text{Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).} \\ l_c : \text{Longueur de la zone comprimée (partie comprimée)} \end{array}$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max}, \sigma_{\min} > 0 \rightarrow \text{SEC;} \\ \sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SET;} \\ \sigma_{\max} > 0, \sigma_{\min} < 0 \rightarrow \text{SPC.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\sigma = \frac{N}{e \times L} \pm \frac{6M}{e \times L^2}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-139.63 \times 10^{-3}}{0.18 \times 1.7} + \frac{6 \times 842.24 \times 10^{-3}}{0.18 \times 1.7^2} = 9.25 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{-139.63 \times 10^{-3}}{0.18 \times 1.7} - \frac{6 \times 842.24 \times 10^{-3}}{0.18 \times 1.7^2} = -10.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrillé symétriquement.

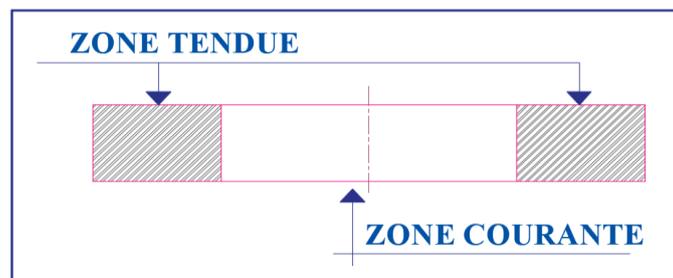


Figure V. 2 : Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$L_t = L \times \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = 1.75 \frac{9.25}{9.25 + 10.17} = 0.8m$$

$$\begin{cases} l_t = 0.8m \\ l_c = 0.1 m = L - 2L_t \end{cases}$$

- Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(18 \times 80) = 6.12 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.1\%(18 \times 10) = 0.18 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures minimales dans tout le voile :

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(18 \times 170) = 4.59 \text{ cm}^2$

En zone tendue (sur 0.8 m de chaque côté du voile) $A = 15.04 \text{ cm}^2$

En zone comprimée (sur 0,1m central) $A = 0.18 \text{ cm}^2$

L'espacement des barres verticales S_t ne doit pas dépasser : $S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm})$ $S_t \leq 27 \text{ cm}$

On adopte :

5cm d'enrobage à gauche et à droite du voile, soit $170 - 10 = 160 \text{ cm}$

Soit $S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow 160/20 = 8$ espacements de 20cm. La zone nodale à une longueur de $L/10$ de l'extrémité ($170/10 = 17 \text{ cm}$) aux extrémités, on doit réduire l'espacement S_t de moitié, soit 10cm. On prendra donc 2 espacements de 10 cm de chaque extrémité au total $\rightarrow 10 * 2 = 20 \text{ cm}$ de chaque côté du voile (sur les 2 côtés $20 * 2 = 40 \text{ cm}$). Il reste une longueur de $160 - 40 = 120 \text{ cm}$, $120 \text{ cm} / 20 \text{ cm} = 6$ espacements. Soit alors 6 espacements de 20 cm et 4 espacements de 10 cm sur une seule face donc sur les deux faces on a 20 espacements

Sur une seule face on a 11 barres soit 10 barres dans la zone de traction sur une longueur de $L_t = 80 \text{ cm}$, donc soit $10 \text{ HA14} / \text{face} = 15.39 \text{ cm}^2$

Dans la zone de compression sur une longueur $L_c = 10 \text{ cm}$ on prend $1 \text{ HA14} / \text{face} = 1.5 \text{ cm}^2$

- Espacement des barres verticales :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales :**Rôle des armatures horizontales :**

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 302,0584 \times 10^{-3}}{0.18 \times 1.65} = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$$

- Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{1.423 \times 0.18 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 1.42 \text{ cm}^2 . \text{ Soit un cadre de } \phi 10 \text{ (2HA10= } 1.57 \text{ cm}^2)$$

Tableau V. 7 : Ferrailage du voile Vy1.

Voile Vy1			
Section	Etage mezzanine+1+2	Etage 3+4+5	Etage 6+7
l(m)	1.7	1.7	1.7
e(m)	0.15	0.15	0.15
M(KN)	494,6556	315,9003	102,0531
N(KN.m)	481,0807	243,4555	-118,215

d(m)	1.3	1.3	1.3
V(KN)	278,8442	235,1763	107,2256
τ (MPa)	1,577	1,33	0,606
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A^{cal}(cm²)	2,18	1,93	3,07
A^{min}(cm²)	3,83	3,83	3,83
I(m⁴)	0.043	0.036	0.036
v(m)	0.85	0.85	0.85
σ_1 (MPa)	8,733	5,327	-1,876
σ_2(MPa)	-4,959	-3,417	0,948
l_t (m)	0,62	0,66	0,57
l_c(m)	0,47	0,37	0,56
A_{tendu}^{min} (cm²)	1,85	1,99	1,71
S_t(m)	0.20	0.20	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	11HA10	11HA10	11HA10
S_t (m)	0.20	0.20	0.20
A_h^{cal}(cm²)	1,48	1,25	0,57
A_h^{min}(cm²)	0,45	0.45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V. 8 : Ferrailage du voile Vx4.

Voile VX4				
Section	S.SOL+RDC	Mez+1+2	3+4+5	6+7
l(m)	1,35	1,35	1,35	1,35
e(m)	0,18	0,15	0,15	0,15
M(KN)	482,2	173,017	290,3534	172,837
N(KN.m)	748,41	99,468	470,9654	88,845
d (m)	1,3	1,3	1,3	1,3
V(KN)	239,84	220,17	205,22	118,4
τ (MPa)	1,43	1,58	1,47	0,85
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	1.44	2.16	0.28	2.28
A^{min}(cm²)	3,645	3,0375	3,0375	3,0375
I(m⁴)	0,037	0,031	0,031	0,031
v(m)	0,675	0,675	0,675	0,675
σ_1 (MPa)	11,899	-4,289	0,393	6,974
σ_2(MPa)	-5,74	3,31	0,20	-4,41
l_t (m)	0,439	0,588	0,458	0,523
l_c(m)	0,471	0,175	0,434	0,304
A^{min}_{tendu} (cm²)	1,581	1,763	1,375	1,569
$A^{min}_{courant}$ (cm²)	0,849	0,262	0,650	0,456
S_t(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
$A^{adopté}_{v/face}$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A^{cal}_h(cm²)	1,43	1,32	1,23	0,71
A^{min}_h(cm²)	0,36	0,3	0,3	0,3
$A^{adopté}_h$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Exemple de Schéma de ferrailage du voile Vy1 :

Les schémas de ferrailage des voiles Vx1 et Vy2 de l'entresol et RDC sont représentés, dans les figures ci-dessous.

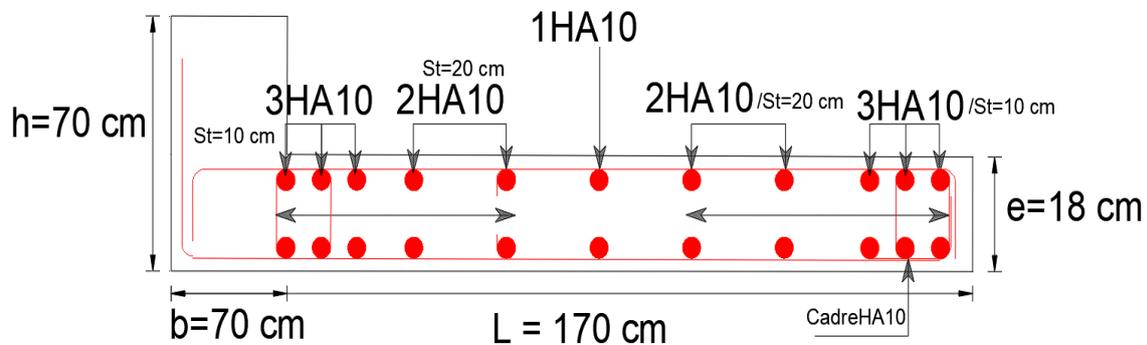


Figure V. 3 : Schémas de ferrailage Vy1.

Conclusion partielle :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

V.3. Étude des poteaux

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q **(RPA99)**
- G+Q±E
- 0.8G±E

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

L'effort normal maximal et le moment correspondant.

L'effort normal minimal et le moment correspondant.

Le moment maximal et L'effort normal correspondant.

V.3.1. Recommandation du RPA99/V2003 :

Les Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min} = 0.8\%(b_1 \times h_1)$ de la section de béton en zone IIa.

$A_{max} = 4\%$ de la section de béton en zone courante.

$A_{max} = 6\%$ de la section de béton en zone recouvrement.

$\emptyset_{min} = 12mm$ (Diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).

La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de $40\emptyset$ en zone IIa.

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).

- La zone nodale est définie par $l'eth'$.

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

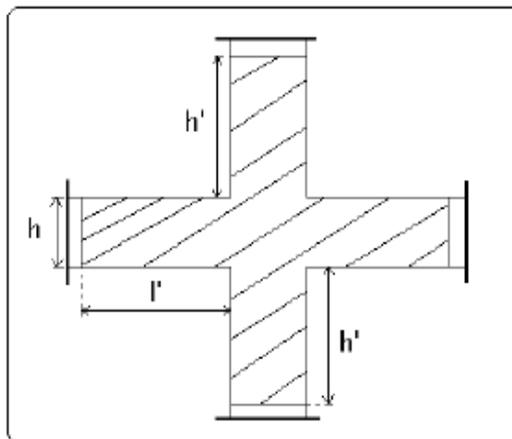


Figure V. 4 : Zone nodale

Armatures transversales : (Article 7.4.2.2) [4]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \\ \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) \end{array} \right. \quad (\lambda_g : \text{l'élancement géométrique}),$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_t^{min}, 15cm)$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_t^{min}$ (en zone IIb et III).

La quantité d'armature transversale minimale

$A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5: 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3: 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimums.

V.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel etabs2016v6.2.2, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V. 9 : Les sollicitations dans les poteaux

Hauteur ETG	Poteau	b	h	Nmax	Mcorr	Mmax	Ncorr	Nmin	Mcorr	Vmax
3,6	sous sol	70	70	3482,2549	2,2996	338,2646	1374,4079	-77,7294	37,6375	358,1079
3,96	RDC+Mezz	65	70	3130,1511	40,9543	320,7604	455,2768	-18,4839	100,4317	242,3594
2,97	1er et 2ème	60	65	2308,0728	15,4622	252,5667	1975,9408	178,5026	25,9808	218,5201
2,97	3 et 4	60	60	1624,6332	12,7204	192,5824	1155,3609	220,1586	25,0804	145,5974
2,97	5 et 6	55	60	980,5245	12,2576	148,152	474,7163	45,9929	20,1587	100,8763
2,97	7 et 8	55	55	473,9416	4,0647	144,2378	115,7881	-60,7515	16,3071	-85,1972

Poteau	Hauteur ETG	b	h	Nmax	Mcorr	Mmax	Ncorr	Nmin	Mcorr	Vmax
sous-sol	3,6	70	70	3482,2549	2,2996	338,2646	1374,4079	-77,7294	37,6375	358,1079
RDC+Mezz	3,96	65	70	3130,1511	40,9543	320,7604	455,2768	-18,4839	100,4317	242,3594
1er et 2ème	2,97	60	65	2308,0728	15,4622	252,5667	1975,9408	178,5026	25,9808	218,5201
3 et 4	2,97	60	60	1624,6332	12,7204	192,5824	1155,3609	220,1586	25,0804	145,5974
5 et 6	2,97	55	60	980,5245	12,2576	148,152	474,7163	45,9929	20,1587	100,8763
7	2,97	55	55	473,9416	4,0647	144,2378	115,7881	-60,7515	16,3071	85,1972

ELU

ELA

V.3.3. Ferrailage des poteaux :

Les armatures longitudinales :

Le calcul de ferrailage se fait pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

V.3.4. Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du sous-sol avec les sollicitations suivantes :

Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$d = 0.65m, d' = 0.05m.$$

$$N = -77.73 \text{ (De traction)(ELA)}$$

$$M = 37.64KN.m \rightarrow e_G = M/N = 0.48m.$$

$e_G < h/2 = 0.70/2 = 0.35m \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 14.321KN.m = 0.014321MN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.00262$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.00328$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.649 \rightarrow$$

$$A = A_1 + \frac{N}{f_{st}} = 2.49\text{cm}^2 \rightarrow A = 2.49\text{cm}^2$$

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

Tableau V. 10 : Calcul des armatures longitudinales :

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des Barres (cm ²)
S. sol	70×70	N _{max} →M _{cor}	3482.25	2.3	358.1079	ELU	SPC	5.66	39.2	8HA16 +8HA20 = 41.21
		N _{min} →M _{cor}	-77.73	37.64		ELA	SPC	2.49		
		M _{max} →N _{cor}	338.26	1374.41		ELA	SPC	5.66		
RDC ET MEZZ	65×70	N _{max} →M _{cor}	3130.15	40.95	242.3594	ELA	SPC	5.26	36.4	12HA16 +4HA20 = 36.96
		N _{min} →M _{cor}	-18.48	100.43		ELA	SPC	23.89		
		M _{max} →N _{cor}	323,3714	148,992		ELA	SPC	6.85		
Etages 1 et 2	60×65	N _{max} →M _{cor}	2308.07	15.46	218.5201	ELU	SPC	4.49	31.2	16HA16 = 32.17
		N _{min} →M _{cor}	220.16	25.08		ELA	SPC	20.48		
		M _{max} →N _{cor}	109.67	679.44		ELA	SPC	4.49		
Etages 3 et 4	60×60	N _{max} →M _{cor}	1624.63	12.72	145.5974	ELU	SPC	4.13	28.8	16HA16 = 32.17
		N _{min} →M _{cor}	-32.97	6.11		ELA	SET	18.90		
		M _{max} →N _{cor}	75	221.71		ELA	SPC	3.3		
Etage 5+6	55×60	N _{max} →M _{cor}	980.52	12.26	100.8763	ELU	SPC	3.79	26.4	8HA14+ 8HA16 = 28.4
		N _{min} →M _{cor}	45.99	20.16		ELA	SPC	17.33		
		M _{max} →N _{cor}	205.91	540.14		ELA	SPC	3.79		
Etage	55×55	N _{max} →M _{cor}	473.94	4.06	85.1972	ELU	SPC	3.45	24.2	16HA14

	Nmin→Mcor	-60.75	16.31		ELA	SPC	15.88		= 24.63
	Mmax→Ncor	53.51	168.01		ELA	SPC	3.45		

Tableau V. 11 : calcul des armatures transversales

Niveau	S sol	RDC+M EZ	Étages 1-2	Étages 3-4	Étages 5-6	Étage 7
Section (cm ²)	70×70	65×70	60×65	60×60	55×60	55×55
Φ ₁ min(m)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
lf(m)	2.52	2.772	2.079	2.079	2.079	2.079
λg	3.6	3.96	3.2	3.47	3.47	3.78
V(KN)	358.11	242.36	218.52	145.59	100.88	85.19
tz nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
tz courante (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
At (cm ²)	7.19	4.87	4.73	3.41	2.36	1.45
At min (cm ²)	6.83	5.46	6.75	6.12	5.61	4.95
Aadop(cm ²)	4HA12+4HA10	8HA10	4HA12+ 4HA10	8HA10	8HA10	8HA10

V.3.5. Vérifications :**V.3.5.1. Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié 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 :

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

- A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élancement λ :

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

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

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

L'élancement mécanique est donné :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / b \quad \text{Pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$l_f = 0.7 l_0$ Longueur de flambement.

i : Le rayon de giration $\rightarrow \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 20.2 \text{ cm}$

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

$$N_d = 3482.25KN$$

$$l_f = 252cm \rightarrow \lambda = 12.46 < 50 \rightarrow \alpha=0.83$$

$$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.7 - 0.02) = 0.4624m^2$$

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = 8399.7 \text{ KN} \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

$$N_u = 3482.25KN$$

$$N_d = 1.1 \times 3482.25 = 3830.475MN < N_u = 8.3997 \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V. 12 : Justification au flambement pour les poteaux

Niveaux	Section	L ₀	l _f	i	λ	α	As	B _r	N _d	N _u
	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm)			(cm ²)	(cm ²)	(KN)	(KN)
s-sol	70*70	360,0	252	20.21	12.46	0,83	41.21	4624	3830.475	8399.7
RDC,+rdc1	65*70	396,0	277.2	20.21	14.76	0,82	36.96	4284	3443.16	9697.5
Pot 1+2	60*65	297,0	207.9	18.76	11.98	0,83	32.17	3654	2538.87	6545.07
Pot 3+4	60*60	297,0	207.9	17.32	11.98	0,83	32.17	3364	1787.093	6099.33
Pot 5+6	55*60	297,0	207.9	17.32	13.08	0,83	26.51	3074	1078.57	5490.18
Pot 7+8	55*55	297,0	207.9	15.88	13.08	0,83	24.63	2809	521.334	5131.08

On remarque que $N_d < N_u$ pour tous les niveaux de notre structure \Rightarrow Pas de risque de flambement

V.3.5.2. Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 13 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveaux	Sous-sol	RDC	MEZ+1 ^{er} étage	2+3 ^{ème} étage	4+5 ^{ème} étage	6+7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	70x70	70*65	65*60	60*60	60*55	55*55
d (cm)	65	65	60	55	55	50
A' (cm ²)	13.44	12.32	10.05	10.05	9.11	7.7
A (cm ²)	13.44	12.32	10.05	10.05	9.11	7.7
V (cm)	35	35	32.5	30	30	27.5
V' (cm)	35	35	32.5	30	30	27.5

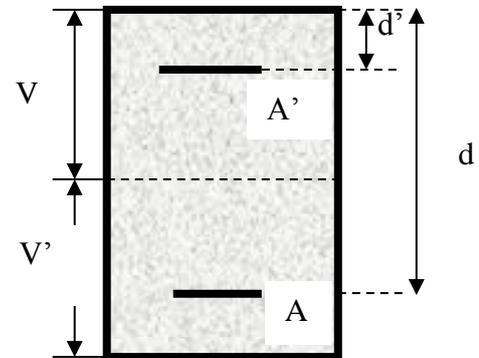


Figure V. 5 : section du poteau

I_{yy} (m ⁴)	0.0236371	0.02190556	0.0149824	0.0118341	0.01161	0.00879496
N_{ser} (MN)	2.53287	2.27919	1.45585	1.06834	0.65637	0.09088
M_{ser} (MN.m)	0.00167	0.02996	0.03124	0.04239	0.03604	0.09879
σ_{bc1} (MPa)	5.19	5.49	4.41	4.04	2.92	3.39
σ_{bc2} (MPa)	5.14	4.53	3.05	1.89	1.06	-2.79
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

V.3.5.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA 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

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 \quad \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right. \quad \tau_u = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 14 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_u (MPa)	Observation
S-SOL	70*70	3.6	0.04	65	358.11	0.79	1.00	Vérifiée
RDC+MEZZ	65*70	3.96	0.04	65	242.36	0.57	1.00	Vérifiée
1-2	60*65	3.2	0.04	60	218.52	0.61	1.00	Vérifiée

3-4	60*60	3.47	0.04	55	145.59	0.48	1.00	Vérifiée
5-6	55*60	3.47	0.04	55	100.88	0.33	1.00	Vérifiée
7	55*55	3.78	0.04	50	85.19	0.31	1.00	Vérifiée

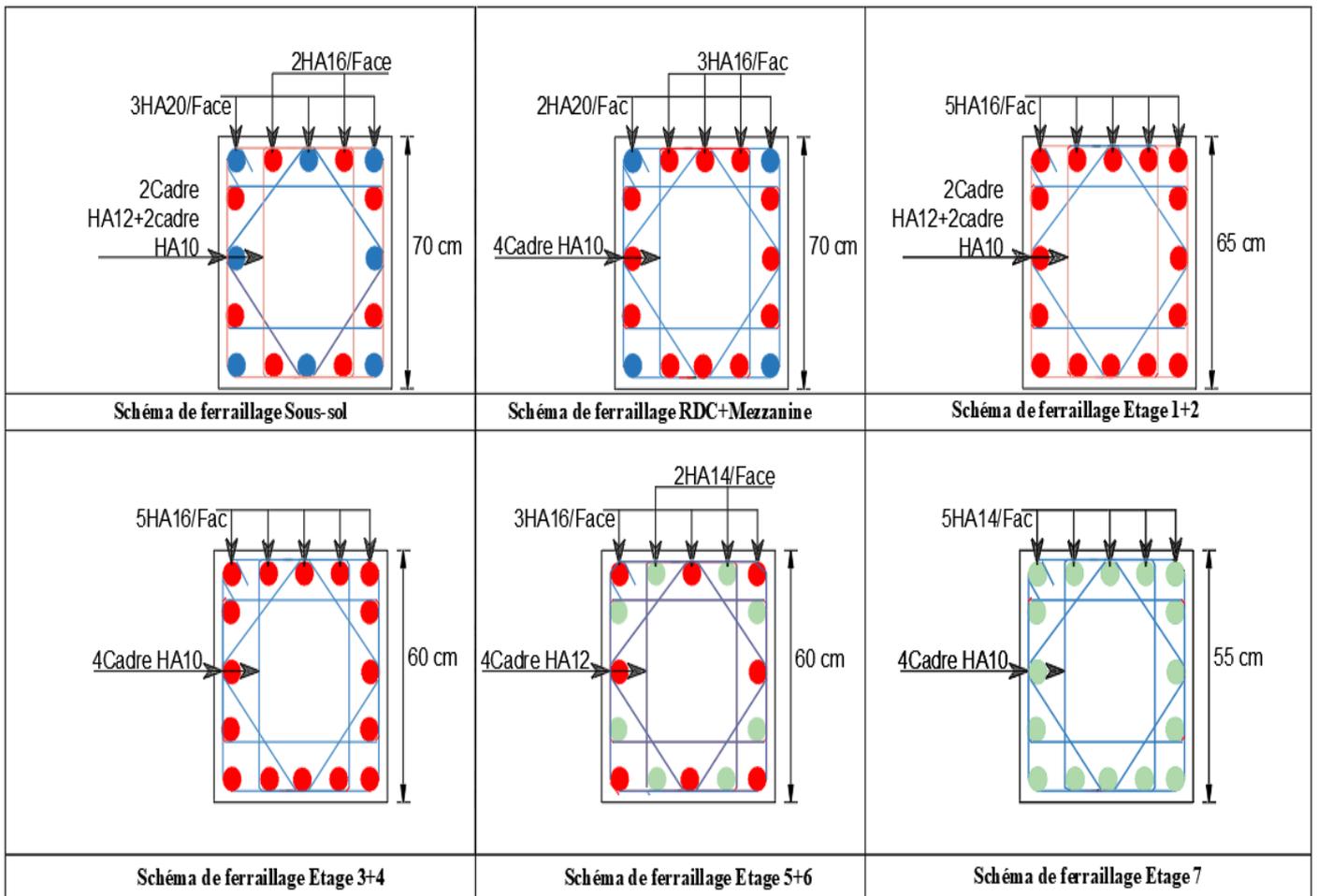


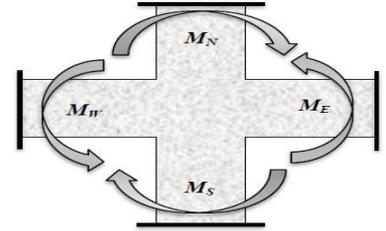
Figure V. 6 : Schéma de ferrailage des poteau

V.3.6. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux,

Le RPA (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$



V.3.6.1. 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 contrainte limite élastique des aciers.
- De la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s; \text{ Avec } Z = 0.9h ; \sigma_s = \frac{f_s}{\lambda_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 15 : Les moments résistants dans les poteaux :

Niveaux	h (cm)	z (m)	As (cm ²)	σ_{st} (Mpa)	Mr(kn.m)
S.SOL	0,7	0,63	13,44	348	294.66
RDC+MEZ	0,7	0,63	12,32	348	270.1
1+2	0,65	0.585	12,32	348	250.81
3+4	0,6	0,54	10.05	348	188.86
5+6	0,6	0,54	9.11	348	171.2
7	0,55	0,495	7.7	348	132.64

Tableau V. 16 : Les moments résistants dans les poutres

Niveaux	Poutre	h (cm)	z (m)	As (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	Mr(kn.m)
S.SOL MEZZ +RDC	P. Principale	0,5	0,45	12,91	348	202.17
	P. Secondaire	0,45	0,405	12,91	348	181.95
Étages courants Terrasse	P. Principale	0,5	0,45	12,91	348	202.17
	P. Secondaire	0,45	0,405	12,91	348	181.95

Tableau V. 17 : Vérification des zones nodales poutres principale.

Niveau	PP						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25*(M _w +M _e) (KN.m)	
S.SOL	564.76	294.66	883.98	202.17	202.17	505.425	Vérifiée
RDC	540.2	270.1	810.3	202.17	202.17	505.425	Vérifiée
MEZ	520.91	270.1	791.01	202.17	202.17	505.425	Vérifiée
1	501.62	250.81	752.43	202.17	202.17	505.425	Vérifiée
2	439.67	250.81	690.48	202.17	202.17	505.425	Vérifiée
3	377.72	188.86	566.58	202.17	202.17	505.425	Vérifiée
4	360.06	188.86	548.92	202.17	202.17	505.425	Vérifiée
5	342.4	171.2	513.6	202.17	202.17	505.425	Vérifiée
6	303.84	171.2	475.01	202.17	202.17	505.425	Vérifiée
7	265.28	132.64	397.92	202.17	202.17	505.425	Vérifiée

Tableau V. 18 : Vérification des zones nodales poutres secondaires.

Niveau	PS						Observation
	Mn (KN.m)	Ms (KN.m)	Mn+Ms (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	1.25*(Mw+Me) (KN.m)	
S.SOL	564.76	294.66	883.98	181.95	181.95	454.875	Vérifiée
RDC	540.2	270.1	810.3	181.95	181.95	454.875	Vérifiée
MEZ	520.91	270.1	791.01	181.95	181.95	454.875	Vérifiée
1	501.62	250.81	752.43	181.95	181.95	454.875	Vérifiée
2	439.67	250.81	690.48	181.95	181.95	454.875	Vérifiée
3	377.72	188.86	566.58	181.95	181.95	454.875	Vérifiée
4	360.06	188.86	548.92	181.95	181.95	454.875	Vérifiée
5	342.4	171.2	513.6	181.95	181.95	454.875	Vérifiée
6	303.84	171.2	475.01	181.95	181.95	454.875	Vérifiée



**CHAPITRE VI:
Etude De L'infrastructure**

Introduction :

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol dans de bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Elles doivent être stables, c'est-à-dire qu'elles ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines mesures mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage car les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découlent sa bonne tenue.

VI.1. Les différents types de fondations :

Des fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier général) sont réalisées lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur. Lorsque ces couches sont à une grande profondeur, des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux) devront être réalisées.

VI.1.1. Choix du type des fondations :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La charge à transmettre au sol.
- ✓ La dimension des trames.
- ✓ La profondeur d'ancrage.

Pour le choix de type de fondation pour notre ouvrage on doit vérifier dans l'ordre suivant :

1. Les semelles isolées.
2. Les semelles filantes.
3. Le radier général.

Et enfin, on opte le choix qui convient la structure et le sol.

Étude des fondations :**Combinaisons de calcul :**

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** et le **DTR BC2.33.1**, les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1.35G + 1.5Q \end{cases} \quad \text{DTR BC2.33.}$$

VI.2. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à étudier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,08.

VI.3. Calcul de l'infrastructure :**VI.3.1. Choix du type de fondation**

On calcule la surface totale des semelles nécessaires

$$S_f \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \rightarrow S_f \geq \frac{33638,09}{135} = 249.17 \text{ cm}^2$$

Avec $S_{batiment} = 392.70 \text{ cm}^2$ donc $S_f = 63.45\% > 50\%$ de la surface totale du bâtiment.

- **Radier général**

Alors on va opter pour un radier général en premier lieu pour voir si ce type de fondation convient à notre structure, pour cela on doit faire les différentes vérifications nécessaires, sachant que ce type de fondations possède plusieurs avantages comme suit :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

VI.3.2. Étude du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide) et Le dimensionnement du radier se fait selon les sept conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

- Pré dimensionnement :

- Condition de coffrage :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 6.20\text{m}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{620}{20} = 31 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{620}{10} = 62 \text{ cm} \end{cases}$$

- Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7 \text{ KN / m}^3$).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b: largeur de la semelle.

I : Moment d'inertie de la semelle

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (6.20)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.96 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } h_t = 100 \text{ cm} \quad \text{Donc : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (1)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.04 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 6.20 < \frac{\pi}{2} \times 4.04 = 6.35 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

D'après les conditions de coffrage et rigidité on opte pour $h_t = 100 \text{ cm}$.

- Calcul de la surface du radier :

Il est nécessaire avant tout de calculer la surface nécessaire au radier selon le poids total qu'il supporte. Ce dernier est représenté par la somme des efforts normaux des poteaux et voiles de la structure, soit le poids de la structure elle-même.

On a : $N_s = 33638,0936 \text{ KN}$

Soit :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N^{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{33638,0936}{135} = 249.17 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 376.57 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 100 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 376.57 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.3.2.1. Vérifications diverses :

- Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.135 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x} 1$$

En utilisant, le programme « **SOCOTEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 13331.3 \text{ m}^4 & \text{et } X_G = 9.15 \text{ m} \\ I_y = 10520.6 \text{ m}^4 & \text{et } Y_G = 10.3 \text{ m} \end{cases}$$

Les efforts transmis au sol sont déterminés par la méthode suivante :

Présentation de la méthode :

Les efforts extraits à partir du logiciel **ETABS** sont :

$$M_x = 42.512 \text{ MN.m} ; M_y = 42.137 \text{ MN.m}$$

- Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :**Exemple de calcul :****Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{33.638}{376.57} + \frac{42.512}{13331.3} \times 10.3 = 0.122 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{33.638}{376.57} - \frac{42.512}{13331.3} \times 10.3 = 0.06 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.122 + 0.06}{4} = 0.1065 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.135 \text{ MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{33.638}{376.57} + \frac{42.137}{10520.6} \times 9.15 = 0.126 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{33.638}{376.57} - \frac{42.137}{10520.6} \times 9.15 = 0.053 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.126 + 0.053}{4} = 0.10775 \text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.135 \text{MPa}$$

On remarque que la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

- Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur utile d .

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{55805,2834 \times 6.2}{2 \times 376.57} = 459.4 \text{KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{0.4594}{1 \times 2.5} = 0.184 \text{ m}$$

On prend : $d = 35 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 1.31 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul à l'ELU du poteau le plus sollicité. $N_d = 2789.13 \text{ KN}$

h_t : hauteur total de radier. $h_t = 1.00 \text{ m}$

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(70 \times 70) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donnée par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A \times B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 1.70 \text{m} \\ B = b + h_t = 1.70 \text{m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.78 \text{m}$$

$$N_d = 3.482 \text{ MN} < 0.045 \times 5.58 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.335 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

- Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.5$).

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = 4.6$ m).

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 376.57$ m²).

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10$ KN/m³).

$$N = 40764,39 \text{ KN} > 1.5 \times 3.6 \times 376.57 \times 10 = 2033.478 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{73.78}{40.76} = 1.81 < \frac{18.3}{4} = 4.575 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{40.76}{82.24} = 0.49 < \frac{20.6}{4} = 5.35 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.3.2.2. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est nuisible. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres panneaux de dalle.

- Calcul des sollicitations :

On a: $Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a :

Donc :

$$Q_u = \frac{55805,28}{376.57} = 148.19 \text{ KN/m}^2$$

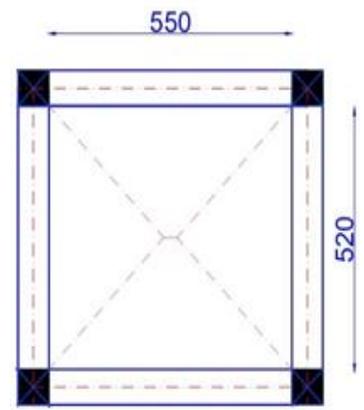


Figure VI. 1 : Le panneau le plus sollicité

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} l_x = 5.20 \text{ m} \\ l_y = 5.5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95$$

$P=0.95 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 164.29 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 14.589 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_{0x} = 123.22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_{0y} = 109.42 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -82.14 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -72.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$.

Tableau VI. 1 : Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		MU (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	X-X	123.22	10.51	3.28	10.78	7HA14	15
	Y-Y	109.42	9.29	3.2	10.78	7HA14	15
Appui	X-X	-82.14	6.92	3.28	7.7	5HA14	20
	Y-Y	-72.94	6.12	3.2	6.16	4HA14	25

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$\begin{aligned} \text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.95 > 0.4 \\ e = 40 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} &\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \\ &\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.69}{2}\right) \times 1 \times 0.4 = 3.68 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\text{min}} = 0.0008 \times 1 \times 0.4 = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

- Vérifications à l'ELS :

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_s = 40764,3936$$

$$\text{Donc ; } Q_s = 108.25 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a: } \rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 141.14 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 130.49 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 106.03 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 97.86 \text{KN.m} \\ M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -70.69 \text{KN.m} \\ M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -65.25 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

Le ferrailage se fait pour une section (b×h) : (1×0,4) m²

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	X-X	106.03	9.14	105709,648	9.17 < 15	Vér	389.02 > 201.63	N.vér
	Y-Y	97.86	9.14	64896,5413	13.79 < 15	Vér	584.89 > 201.63	N.vér
Appuis	X-X	-70.69	6.53	70072,0559	6.59 < 15	Vér	430.74 > 201.63	N.vér
	Y-Y	-65.25	10.81	76644,4369	9.2 < 15	Vér	308.83 > 201.63	N.vér

La contrainte de traction des aciers n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer La section d'acier à mettre dans la partie tendue à l'ELS (Durabilité)

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calcul des armatures à l'ELS du radier :

Tableau VI. 3 : Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} ^{Ser} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	X-X	106.03	4.29	0.314	16.78	6HA20=18.85	15
	Y-Y	97.86	3.96	0.303	15.42	5HA20=15.71	20
Appuis	X-X	-70.69	2.86	0.263	10.98	6HA16=12.07	15
	Y-Y	-65.25	2.64	0.254	10.1	6HA16=10.78	15

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculé les armatures à l'ELS :

Tableau VI. 4 : Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation du ferrailage.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	X-X	106.03	11.52	206843.809	180.54 < 201.63	Vérifiée
	Y-Y	97.86	10.7	179983.735	198.18 < 201.63	Vérifiée
Appuis	X-X	-70.69	9.59	146200.495	184.29 < 201.63	Vérifiée
	Y-Y	-65.25	9.59	146200.495	170.11 < 201.63	Vérifiée

• **Vérification des espacements :**

La fissuration est nuisible, donc pour les deux sens on a :

$$S_t \leq \min(2h_r; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

❖ **Schéma de ferrailage du radier :**

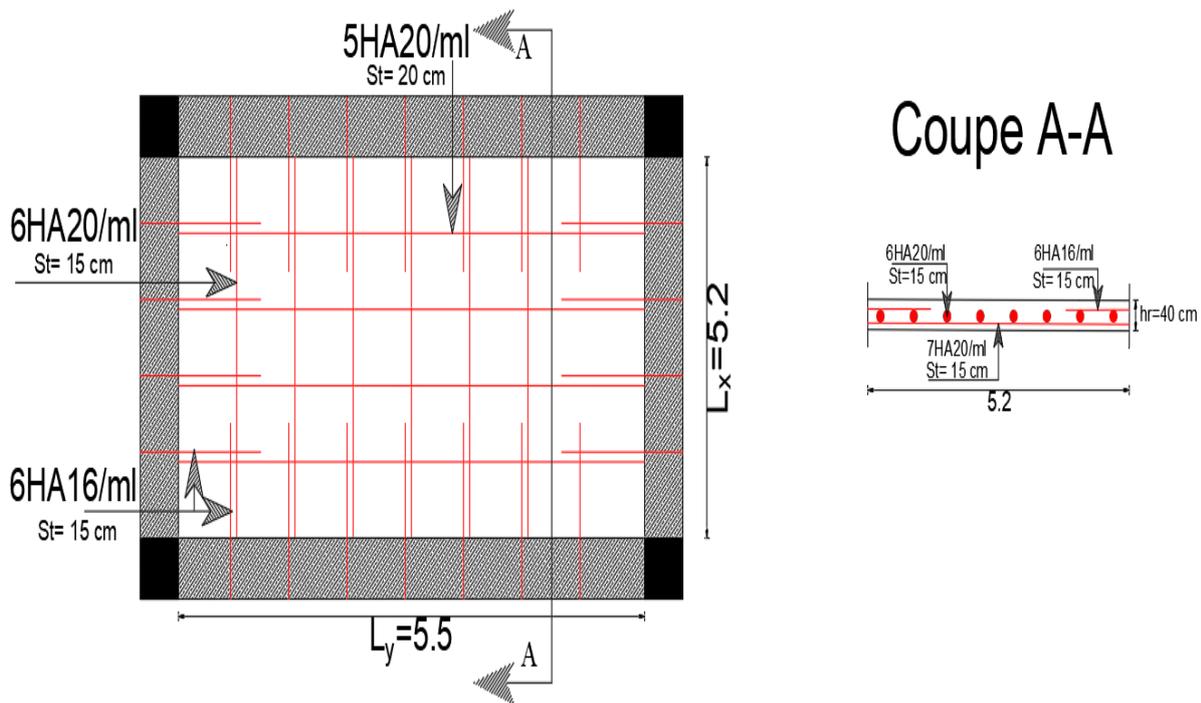


Figure VI. 2 : Ferrailage du radier.

VI.4. Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

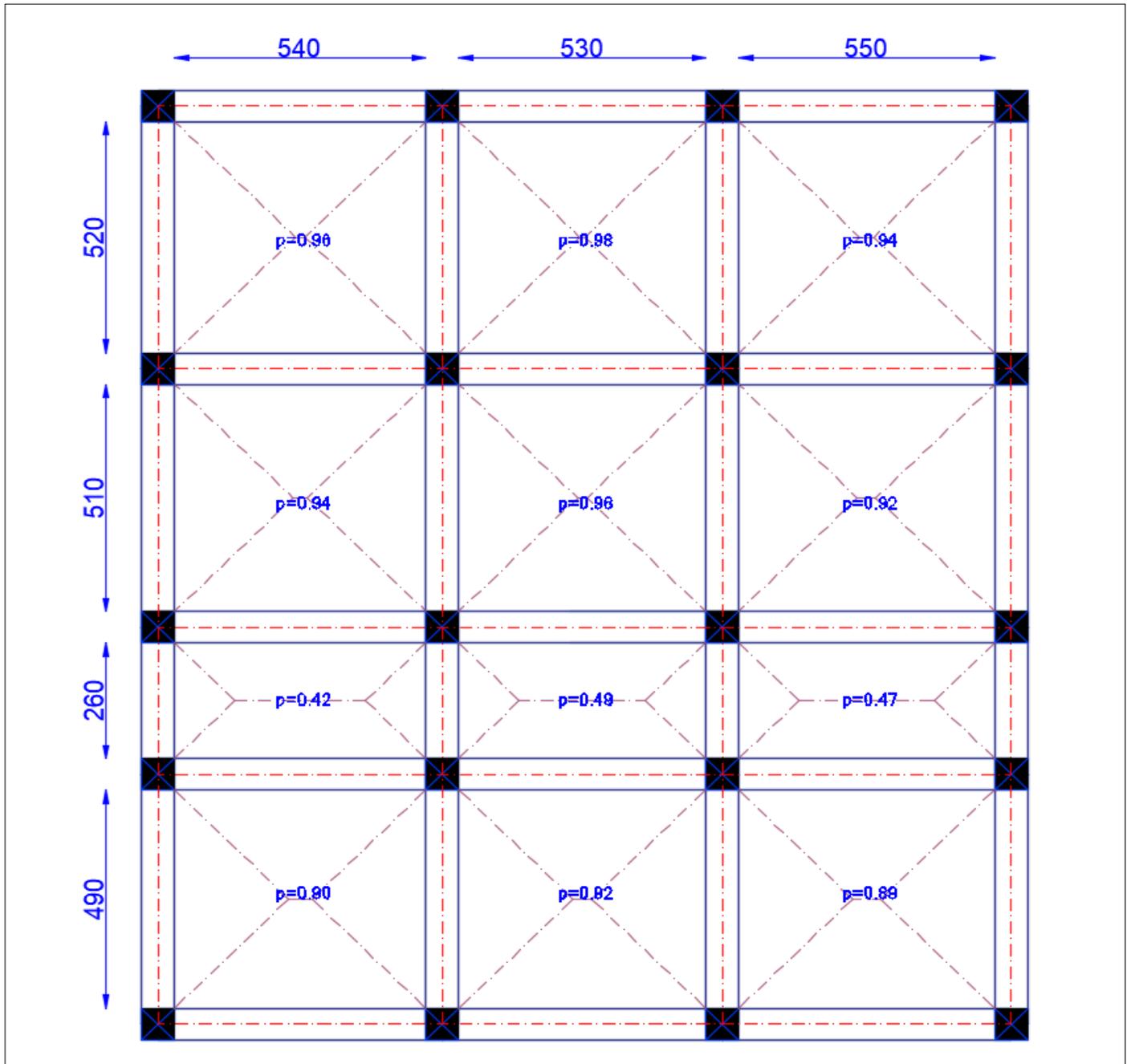


Figure VI. 3 : Schéma des lignes de ruptures.

La transmission des charges est subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires). Pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

- Méthode de calcul :✓ **Charges triangulaires :****Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

✓ **Charges trapézoïdales :**

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

- Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

✓ Sens X-X :

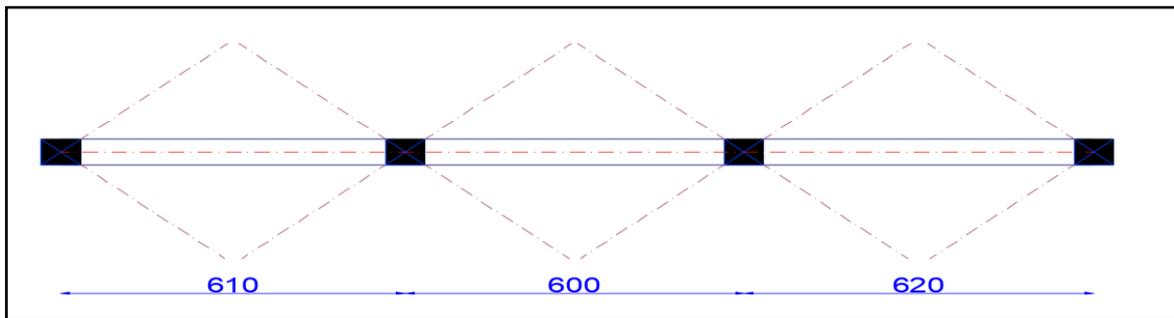


Figure VI. 4 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

✓ Sens Y-Y :

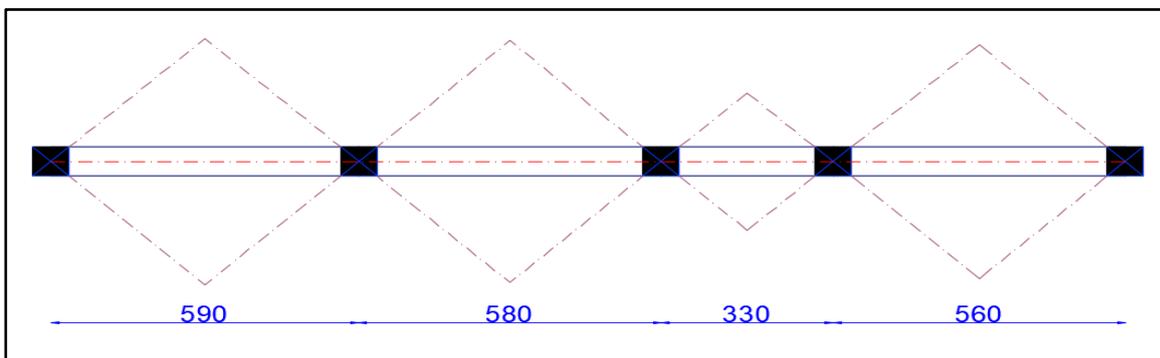


Figure VI. 5 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

- Calcul de chargement :

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 61669.23 - 1.35 \times 3356,5 = 57137.955 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 40764,39 - 3356.5 = 37407.89 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{57137.955}{376.57} = 151.73 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{37407.89}{376.57} = 99.33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Sens X-X :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5 : Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3
q_m^u (KN/m)	546,23	536,11	556,34
q_m^s (KN/m)	357,59	350,97	364,21
q_v (KN/m)	409,67	402,08	417,26

Sens Y-Y :**Tableau VI. 6 : Les chargements sur les travées sens Y-Y.**

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
q_m^u (KN/m)	495,65	263,00	515,88	526,00
q_m^s (KN/m)	324,48	172,17	337,72	344,34
q_v (KN/m)	371,74	197,25	386,91	394,50

Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{\text{ner}}^U = 1.35 \times b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.70 \times 1 \times 25 = 23.625 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{ser}}^S = b_{\text{a.pot}} \times h_t \times \gamma_b = 0.7 \times 1.00 \times 25 = 17.50 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :✓ **A l'ELU :**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 7 : Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travée	L (m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	5.40	0	-1548,408	2,175	1915,73	1292,067
B-C	5.30	-1548,408	-1611,621	2,628	1882,29	302,534
C-D	5.50	-1611,621	0	3,277	2026,40	1375,017

✓ L'ELS :

Tableau VI. 8 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travée	L (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	5.40	0	-1013,672	2,175	1254,14	845,851
B-C	5.30	-1013,672	-1055,057	2,628	1232,26	198,066
C-D	5.50	-1055,057	0	3,277	1326,59	900,158

Sens Y-Y :

✓ A l'ELU :

Tableau VI. 9 : Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.

Travée	L (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.90	0	-1022,593	2,029	1443,64	1020,208
B-C	2.60	-1022,593	-714,188	1,753	194,51	-620,149
C-D	5.10	-714,188	-1381,808	2,296	1660,61	645,866
D-E	5.20	-1381,808	0	3,105	1710,808	1154,099

✓ A l'ELS :

Tableau VI. 10 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y

Travée	L (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.90	0	-669,545	2,029	945,09	667,844
B-C	2.60	-669,545	-467,654	1,751	127,97	-405,605
C-D	5.10	-467,654	-904,589	2,296	1087,12	422,758
D-E	5.20	-904,589	0	3,105	1119,962	755,517

VI.4.1. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

✓ Détermination de la largeur b selon les deux sens :

Donnés :

$$\begin{cases} h = 1.00\text{m} ; h_0 = 0.4\text{m} \\ b_0 = 0.7\text{ m} ; d = 0.95\text{ m} \end{cases}$$

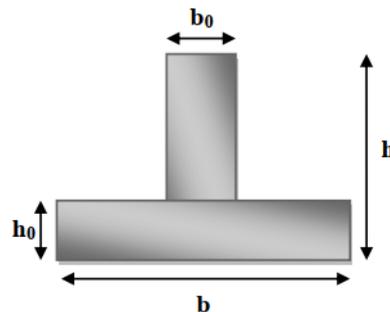


Figure VI. 6 : Schéma des nervures

✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.70}{2} \leq \min\left(\frac{5.30}{2}; \frac{2.60}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.70}{2} \leq \min(2.65; 0.26)$$

Donc : $b \leq 1.22\text{m}$ soit $b=1.22\text{m}$

✓ Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.70}{2} \leq \min\left(\frac{5.20}{2}; \frac{5.30}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.70}{2} \leq \min(2.60; 0.53)$$

Donc : $b \leq 1.76\text{m}$ soit $b=1.76\text{m}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 11 : Calcul des ferrillages.

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	1375,017	43.62	13.99	42.02	6HA25 +4HA20
	Appui	- 1381,808	51.59	13.99	58.90	12HA25
Y-Y	Travée	1154,099	35.86	20.18	37.70	12HA20
	Appui	- 1381,808	43.18	20.18	43.98	14HA20

VI.4.2. Vérification nécessaire :

Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{F.N}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X: } \tau_u = \frac{1321.16 \times 10^{-3}}{1.22 \times 0.95} = 1.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \text{Sens Y - Y: } \tau_u = \frac{1224.99 \times 10^{-3}}{1.76 \times 0.95} = 0.73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

- Vérification de la jonction de table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = 1.07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI. 12 : Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	900,158	26.59	3714286,99	6.44 < 15	Vér	248.69 < 201.63	N. Vér
	Appui	-1055,057	30.55	4829388,40	6.67 < 15	Vér	211.18 < 201.63	N. Vér
Y-Y	Travée	755,517	21,70	3637843,62	4.50 < 15	Vér	228.35 > 201.63	N. Vér
	Appui	-904,589	23.20	4133492,35	5.07 < 15	Vér	235.67 > 201.63	N. Vér

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau VI. 13 : Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
X-X	Travée	900.158	4.05	0.31	55.32	58.90	12HA25
	Appui	-1055,057	4.75	0.35	65.18	65.19	12HA25+2HA20
Y-Y	Travée	755,517	2.36	0.31	46.43	48.30	6HA25+6HA20
	Appui	-904,589	2.82	0.35	56.43	58.90	12HA25

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right] \leq 21.42 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 74.3 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 44.4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de peau :

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (70 \times 100) = 14\text{cm}^2$$

Soit : 8HA 16 = 16.08 cm²

❖ Schémas de ferrailage :

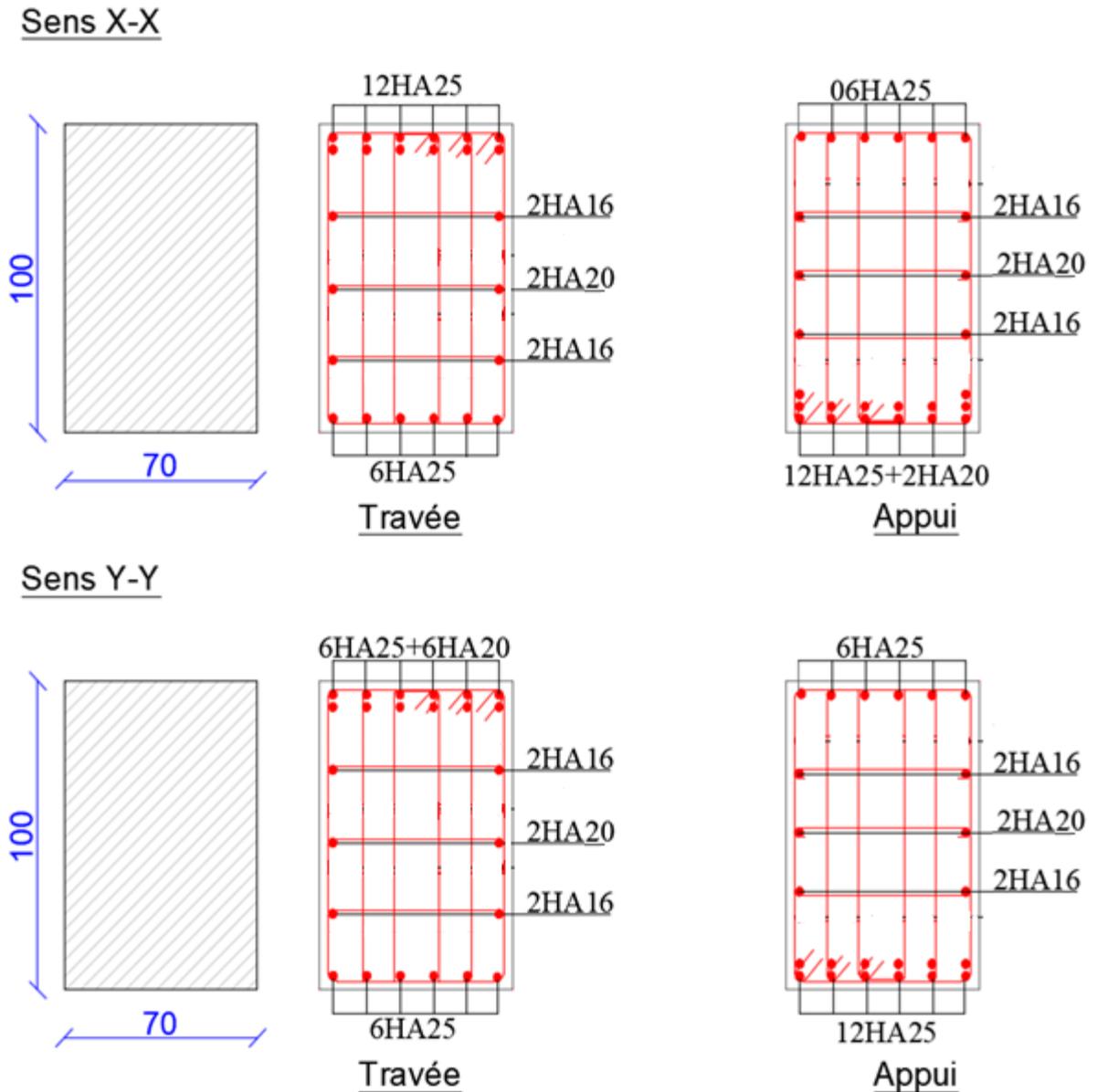


Figure VI. 7 : Ferrailage des nervures.

VI.5. Étude de voile périphérique :

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du 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% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1 Dimensionnement des voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 2.89 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 3.2 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.30 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0.57 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 13^\circ \end{array} \right.$$

VI.5.2. Évaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 47.93 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge:**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 6.33 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Un dispositif de drainage efficace des eaux pluviales et des eaux de surfaces sera effectué donc il n'est pas nécessaire de calculer les poussées hydrostatiques.

VI.5.3. Ferrailage du voile périphérique :

- Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ A PELU :

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 6.33 = 9.495 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 47.93 + 1.5 \times 6.33 = 74.20 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 58.02 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 58.02 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques

sont $\begin{cases} l_x = 4.00 \text{ m} \\ l_y = 6.70 \text{ m} \end{cases}$ Et $\begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{6.10} = 0.65 > 0,4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

- Calcul des moments isostatiques :

On a :

$$\rho = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 69.71 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 25.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 59.25 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 21.41 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -34.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec : $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$

Tableau VI. 14 : Ferrailage des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	59.29	0.14	0.19	0.15	10.87	2	6HA16 = 12.06
	Y-Y	27.38	0.05	0.06	0.165	3.72	2	4HA12 = 4.52
Appui		-44.57	0.085	0.11	0.16	6.17	2	5HA12 = 5.65

- Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 17 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

VI.5.4. Vérifications :

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.65 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.83 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 77.36 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 133.26 \text{ KN} \end{cases}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

A P'ELS :

- Calcul des moments :

$$\text{On a : } \rho = 0.62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 47.43 + 6.33 = 53.76 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 6.33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 41.90 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 49.90 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 53.76 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 28.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 45.87 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 24.01 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -26.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau VI. 15 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	47.87	6.22	29043,18	7.37 < 15	Vér	254.93 > 201.63	N.vér
	y-y	24.01	3.88	10330.80	7.60 < 15	vér	340.35 > 201.63	N.vér
Appui		-26.98	3.88	10330.80	3.98 < 15	vér	308.69 > 201.63	N.vér

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI. 16 : Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	St
Travée	X-X	47.87	7.86	0.31	14.71	15.39	10HA14	10
	Y-Y	24.01	4.12	0.31	7.38	7.70	5HA14	20
Appui		-26.98	4.63	0.31	8.29	9.24	6HA14	17

Schéma de Ferrailage du voile périphérique :

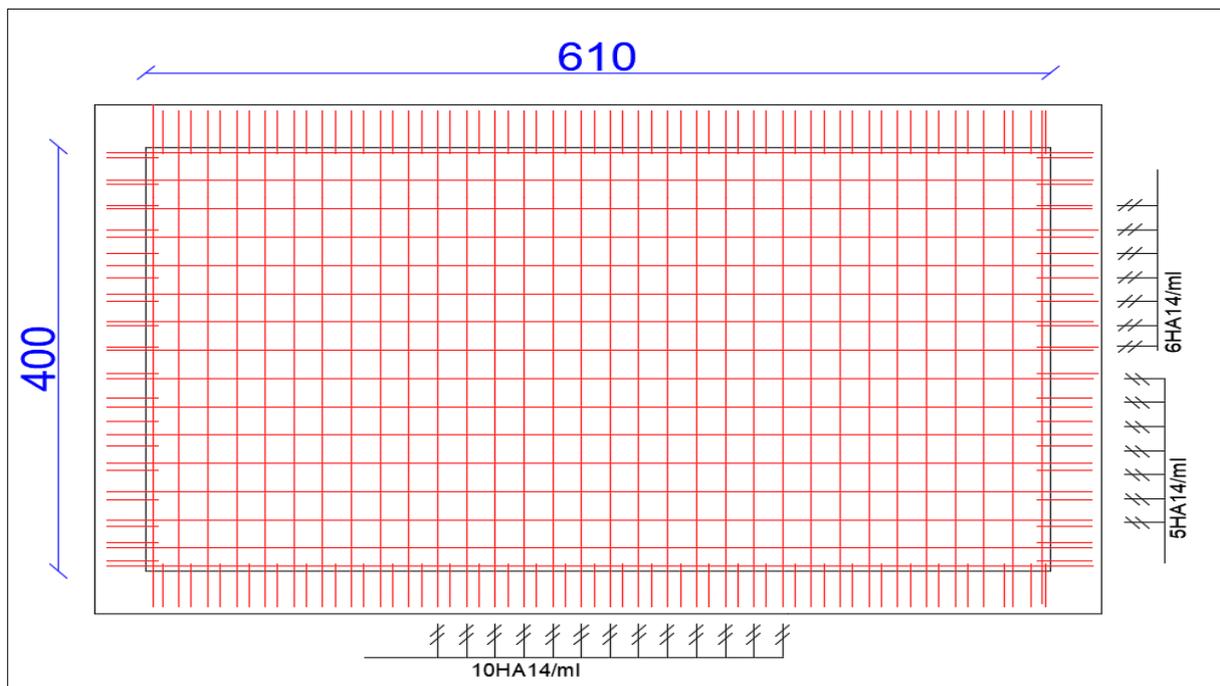


Figure VI. 8 : Ferrailage du voile périphérique.

Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.



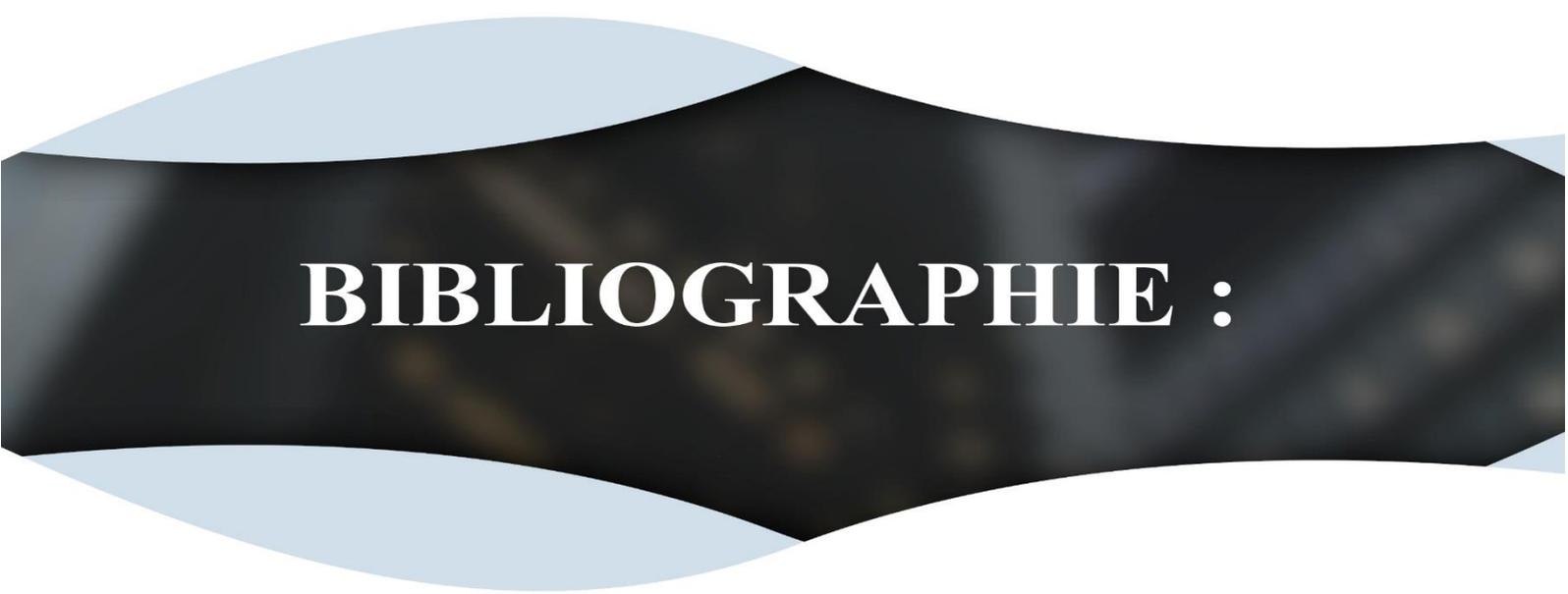
Conclusion générale:

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage multiple, c'est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Afin d'apprécier le comportement dynamique de notre structure et d'avoir des résultats satisfaisants au règles parasismiques algérien particulièrement, nous avons utilisés un outil informatique de modélisation (ETABS 2016V16.2.0) adapté à ce type de structure, celui-ci permet d'approcher le vrai comportement de la structure.

Les difficultés rencontrées au cours de ce projet, nous a conduit à se documenter et à chercher auprès des ingénieurs et sur des livres afin de découvrir des différentes méthodes qui permettent d'optimiser la durée d'étude d'un projet, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances théorique pratique et aussi technique.

En fin, nous estimons avoir été à la hauteur de vos attentes malgré les circonstances, et on espère que notre travail portera un plus aux promotions futures.



BIBLIOGRAPHIE :



Règles techniques de conception et de calcul

des ouvrages et construction en béton armé.



Règles de conception et de calcul des structures

en béton armé (C.B.A 93).



Règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99/version 2003).



Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages

et construction en béton armé suivant la méthode des états limites

(B.A.E.L 91).



Les différents DTR



Mémoires des précédentes promotions

Outils informatiques

- ✦ Logiciel AUTOCAD
- ✦ Logiciel de modélisation ETABS.
- ✦ Socotec



ANNEXE :

ANNEXE 1

RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE 2

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	80,42	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	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 3

Schémas de ferrailage des éléments structuraux

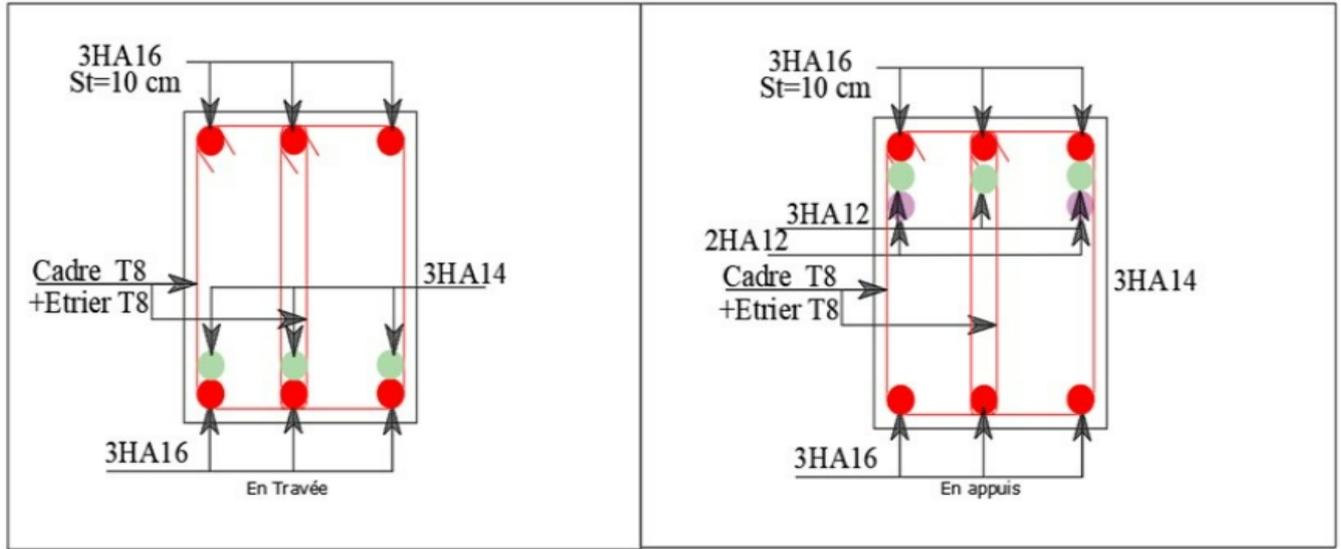


Schéma de ferrailage des poutres

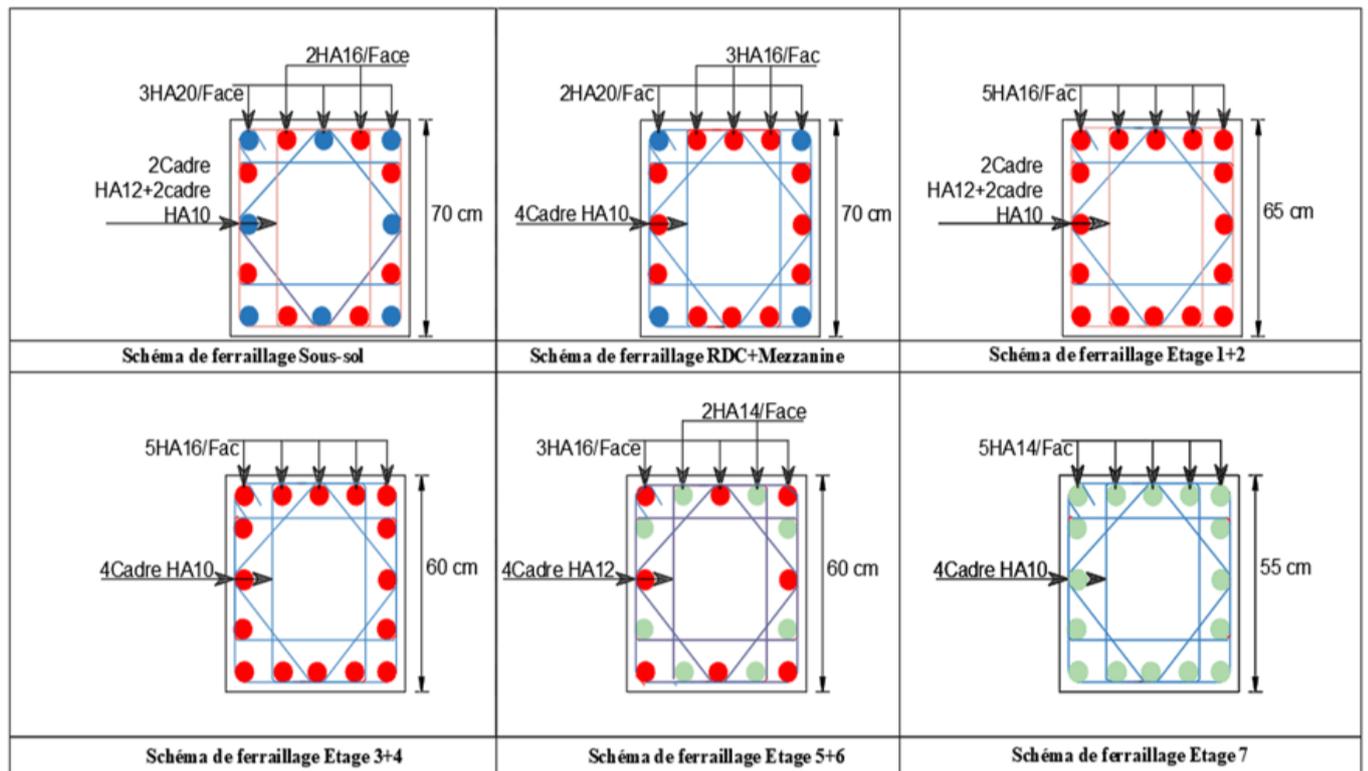


Schéma de ferrailage des poteaux

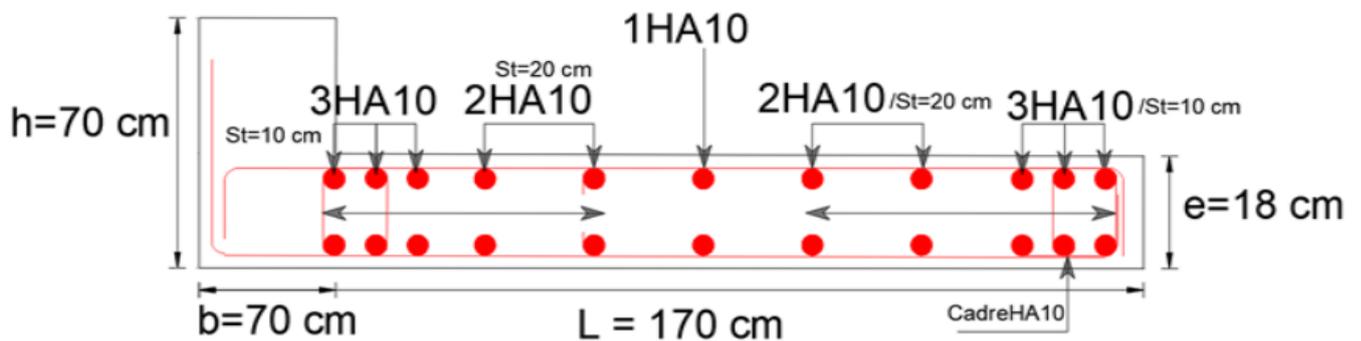
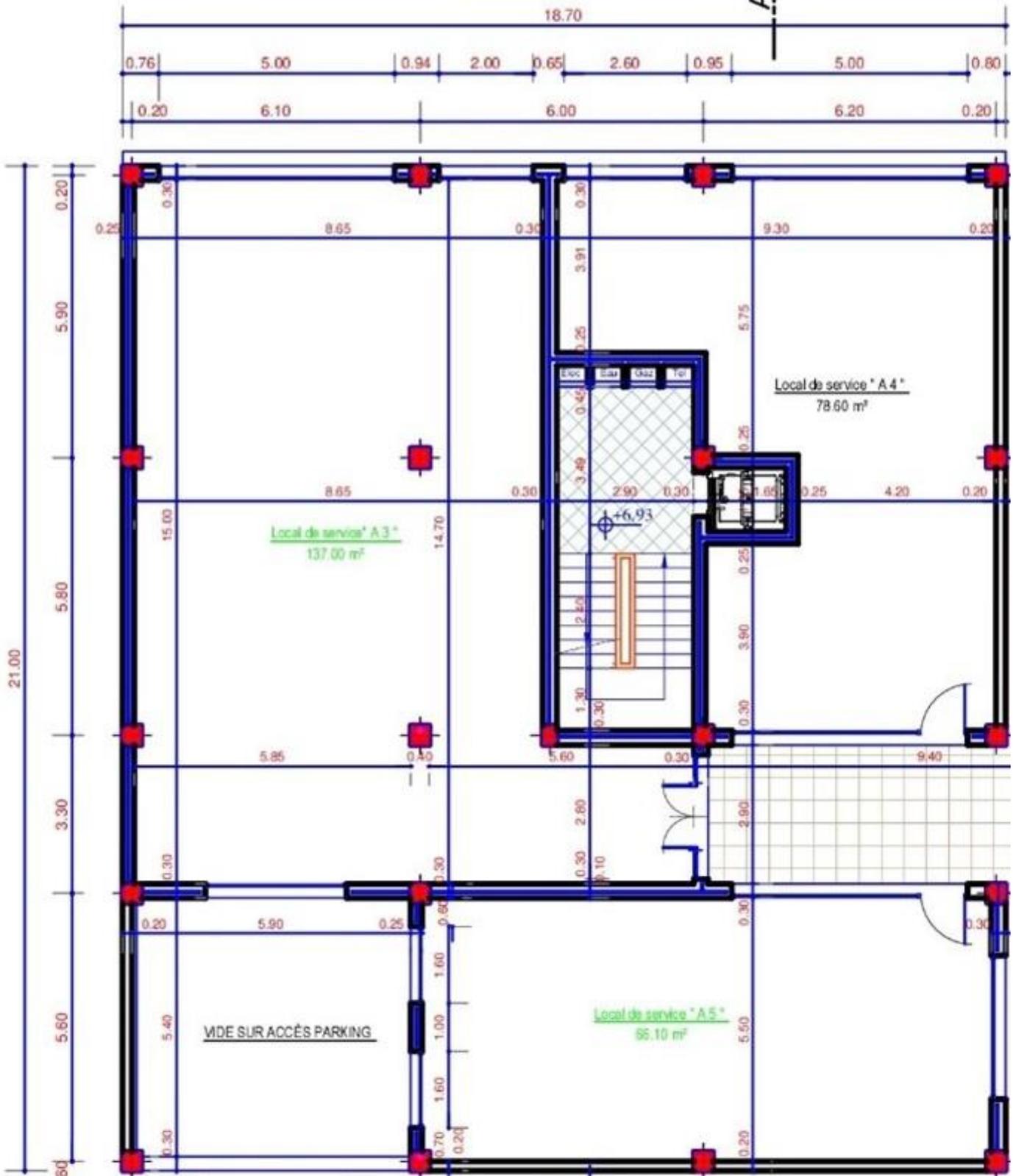


Schéma de ferrailage des voiles

VUE EN PLAN DU 1er ETAGE

Ech: 1/100

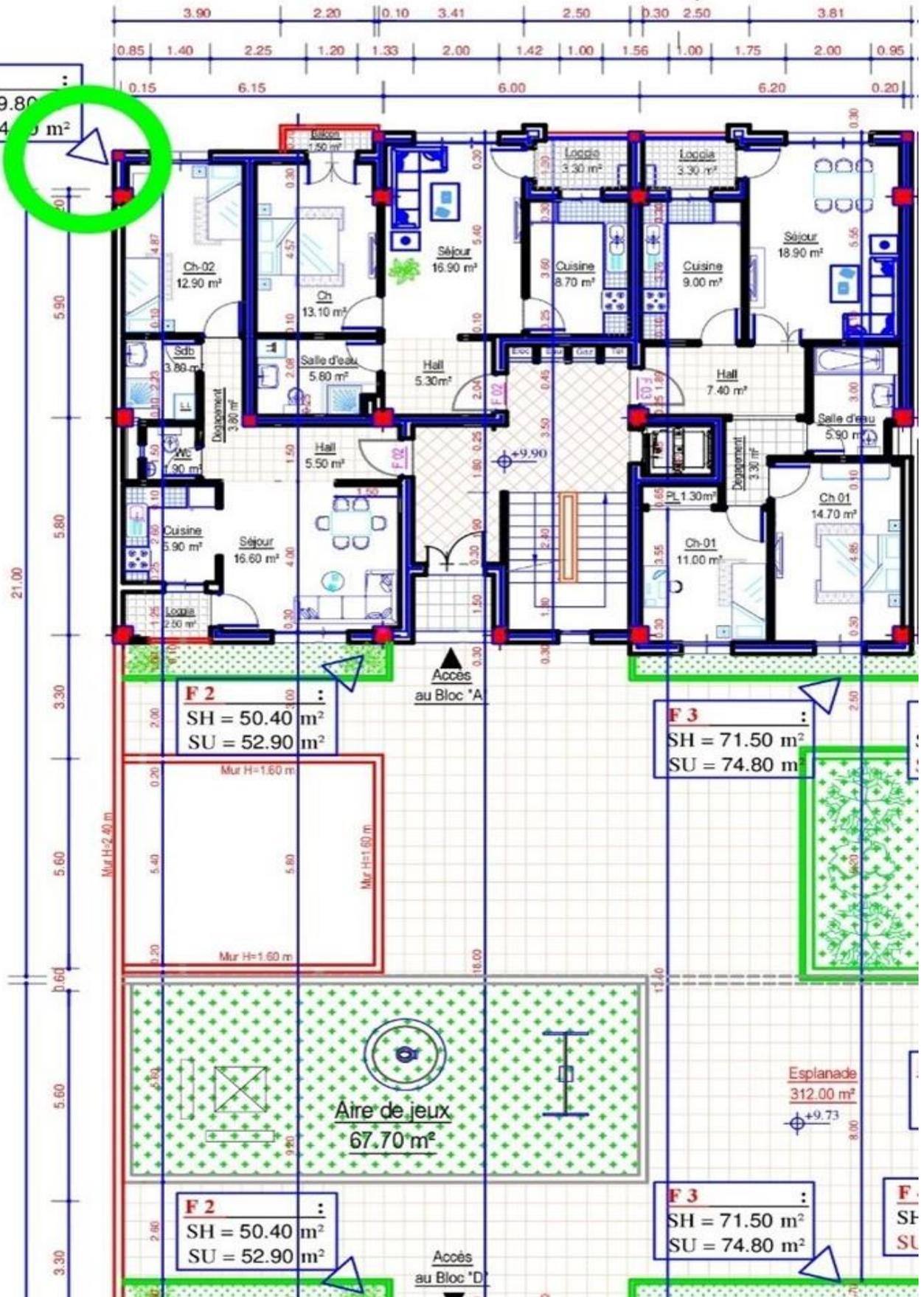
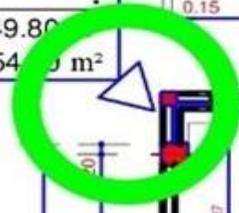


VUE EN PLAN DU 2eme ÉTAGE

Ech: 1/100



F 2 :
SH = 49.80 m²
SU = 54.99 m²



F 2 :
SH = 50.40 m²
SU = 52.90 m²

F 3 :
SH = 71.50 m²
SU = 74.80 m²

F 2 :
SH = 50.40 m²
SU = 52.90 m²

F 3 :
SH = 71.50 m²
SU = 74.80 m²

F 3 :
SH = 71.50 m²
SU = 74.80 m²

VUE EN PLAN DES ÉTAGES 3 à 7

Ech: 1/100



F 2 :
SH = 49.80 m²
SU = 54.60 m²



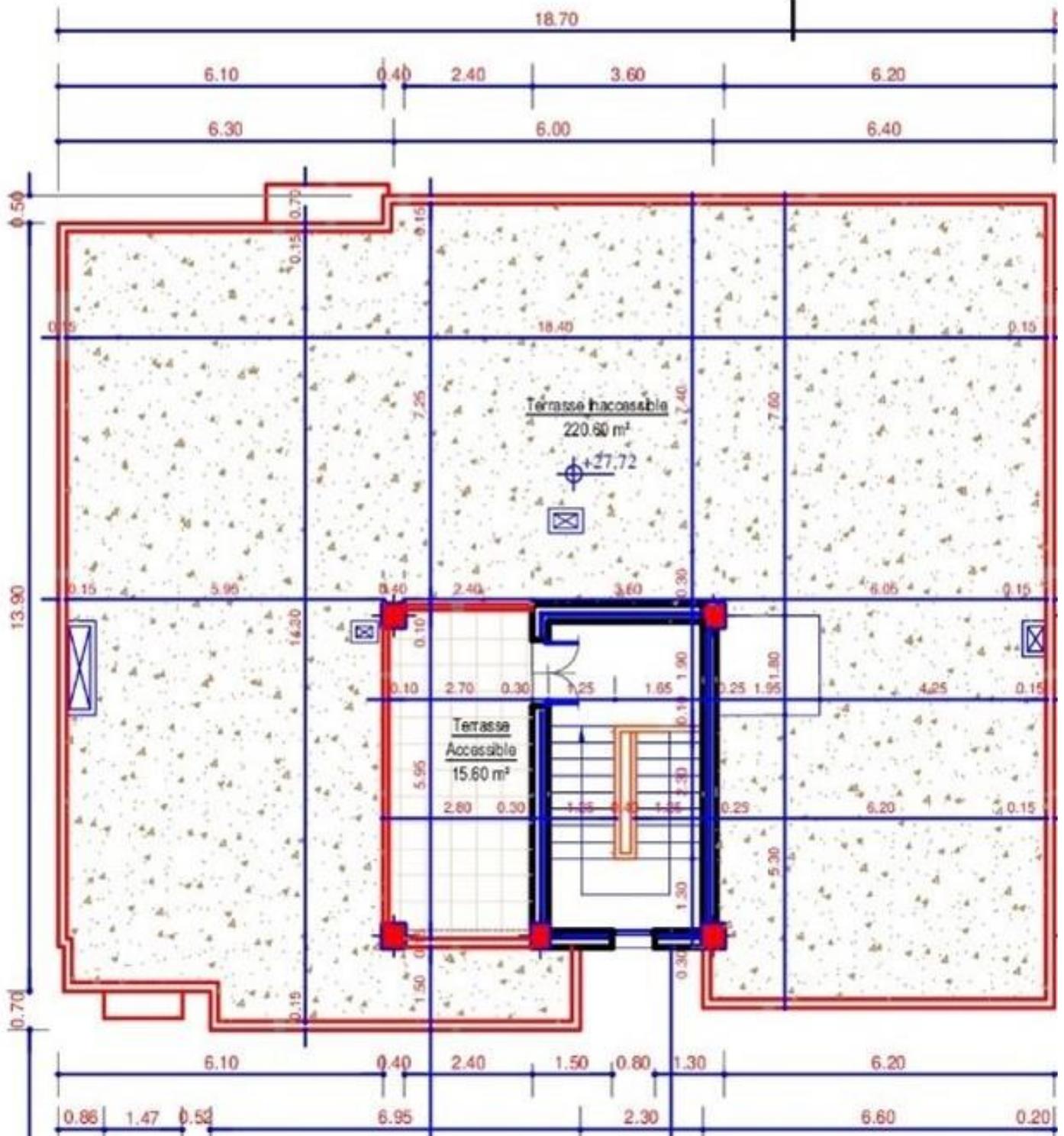
F 3 :
SH = 70.90 m²
SU = 76.10 m²

F 3 :
SH = 75.80 m²
SU = 79.10 m²

F 4 :
SH = 100
SU = 115

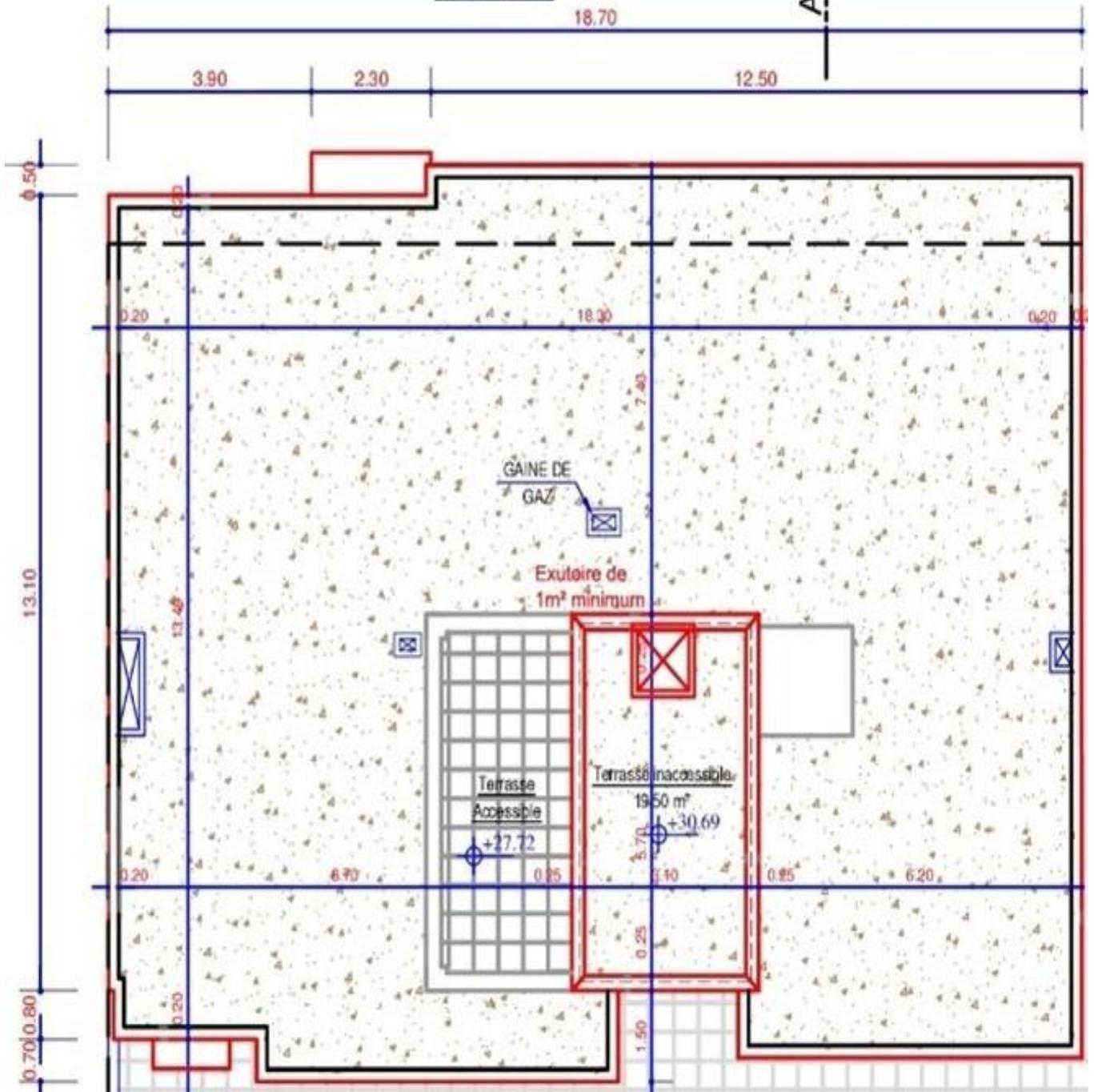
VUE EN PLAN DU 8eme ÉTAGE + TERRASSES ACCESSIBLES

Ech: 1/100



VUE EN PLAN DE LA TOITURE

Ech: 1/100



FAÇADE NORD - OUEST

Ech: 1/100



FAÇADE SUD - EST
Ech. 1/100

