

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA-BEJAIA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en

Génie civil

Option : Structures

Thème

Étude d'un Hôtel (R+7+sous-sol+Entre sol) en béton arme contreventé par un
système mixte (voiles-portique)

Préparé par

Mr. AZOUZ Farid

Mr. ABDELAZIZ Mahmoud

Encadré par

Monsieur LAICHAOUI AHMED

Membres de jury

Mme. BOUKEMOUCHE

Mme. BOUSSAA

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciements

Nos vifs remerciements seront adressés à :

Monsieur Laichaoui, notre promoteur, pour sa disponibilité et son soutien actif, pour l'attention qu'elle nous a accordé et pour nous avoir orientés dans le bon sens quant à l'élaboration de ce mémoire.

Aux membres de jury qui ont accepté de juger notre travail.

Tous les enseignants du département de génie civil pour leur contribution en terme de transmission du savoir

Tous ceux qui, nous à aider d'une manière ou d'autre, et qui ont participé à notre formation et

à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail

A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affectation et leur éternel amour

A mon frere ABDELLAH et mes sœur ILHEM-AMINA ET MERIEM

A ma TENTE

Et a mon binome et mes chers amis

ABDELAZIZ Mahmoud

Dédicaces

Je dédie ce travail

A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affection et leur éternel amour

A mes frères bien-aimés pour leur soutien et leur disponibilité. A mes amis.

Azouz farid

Table Des Matières

Introduction :	1
Implantation de l'ouvrage :	1
Caractéristiques de l'ouvrage :	1
Caractéristiques géométriques :	1
L'ossature :	1
Les planchers :	1
Les escaliers :	1
La maçonnerie :	1
La terrasse :	1
L'acrotère :	2
Règlements et normes utilisés :	2
Définition de l'état limite :	2
Etat limite ultime ELU :	2
Etat limite de service ELS :	2
Principe d'application des règles BAEL :	2
Actions et sollicitations :	3
Définition des actions :	3
Les sollicitations :	3
Les combinaisons d'action :	4
Les matériaux de construction :	4
Béton : 4	
Définition :	4
Caractéristiques du béton :	4
L'Acier : 5	
Définition :	5
Différents types d'aciers :	5
Introduction :	7
Prédimensionnement des éléments :	7
Les planchers :	7
Les poutres :	7
Les poteaux :	8
Les dalles pleines :	9
Les voiles :	9

Les escaliers :	10
Terminologie	10
L'acrotère :	11
Evaluation des charges et surcharges :	12
<i>Descente De charge :</i>	16
1 Etude des planchers :	21
1.1 Définition :.....	21
1.2 disposition et pré dimensionnement des poutrelles :.....	21
1 Fig. III.1.1. Schéma d'une poutrelle	22
1.3 Méthodes de calcul des poutrelles :.....	23
1.4 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :	26
1.5 calcul des sollicitation :.....	26
1.6 Ferrailage des poutrelles :	29
1.7 Ferrailage de la dalle de compression :	37
2 Dalles pleines :	38
38	
2.1 Dalle sur trois appuis	38
2.2 Etude des balcons.....	44
2.3 Dalle en console :	44
3 calcul de l'acrotère :	46
3.1 Introduction :.....	46
3.2 Hypothèse de calcul :.....	46
3.3 Evaluation des charges :.....	46
3.4 Calcul des sollicitations :.....	47
Tableaux III.3.1. Les Sollicitations de calcul	47
3.5 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :.....	47
3.6 Ferrailage de la section :.....	48
3.7 vérification à l'ELU :.....	49
3.8 vérification à l'ELS :.....	50
4 Etude de l'ascenseur :.....	52
4.1 Définition :.....	52
4.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :.....	52
4.3 Evaluation des charges et surcharges :	52
4.4 Calcul du ferrailage :.....	53

5	Calcul des escaliers :	60
5.1	Calcul d'escalier type I :	60
5.2	Etude de la poutre brisée :	69
	Introduction :	73
	Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.....	
	Méthodes utilisables :	73
	Choix de la méthode de calcul	73
	Méthode statique équivalente :	73
	Méthode dynamique qui regroupe :	73
	Présentation de la méthode modale spectrale	74
	Calcul de la force sismique V statique :	74
	Calcul de la période fondamentale de la structure :	75
	Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)	76
	Modélisation et résultats :	77
	Disposition des voiles de contreventement :	77
	Mode de vibration et taux de participation des masses :	78
	Analyse des résultats :	79
	Les modes de vibrations :	79
	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :	80
	Vérification de la résultante des forces sismiques :	80
	Justification de l'interaction (voiles-portiques) :	81
	Sous charges verticales :	81
	Sous charges horizontales	82
	Vérification de l'effort normal réduit :	83
	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :	84
	Justification vis à vis de l'effet P-Delta:	85
	Conclusion	86
	Introduction	88

Etude des poutres :	88
Recommandation du RPA99/Version 2003	88
Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):	88
Armatures transversales (Art 7.5.2.2):	88
Sollicitation et ferrailage des poutres	89
Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)	89
Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections :	89
Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections :	89
Les longueurs de recouvrement	90
Les armatures transversales	90
Vérification à l'ELU	90
Etude des poteaux	92
Calcul de ferrailage	94
Ferrailage longitudinal	94
Calcul du ferrailage	94
Exemple de calcul :	95
Vérification du ferrailage transversal :	96
Vérifications nécessaires	97
Vérification au flambement	97
Vérification des contraintes	98
Vérification des contraintes de cisaillements	100
Vérification de la zone nodale :	100
Etude des voiles	104
Définition	104
Disposition parasismique des voiles	104
Exigence du RPA	104
Recommandation du RPA99 version 2003	105
Armatures verticales	105
Armatures Horizontal	105
Armatures Transversales	105
Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3)	105
Exemple de calcul	106
Ferrailages	106

Calcul du ferrailage :	106
V.3.6 Schéma de ferrailage :	110
Introduction	111
Les différents types de fondations	111
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.	
	111
Choix du type des fondations	111
Etude des fondations	111
Combinaisons de calcul	111
Vérification de la semelle isolée	111
Vérification de la semelle filante	112
Etude du radier	113
Pré dimensionnement	113
Condition de coffrage.....	113
Condition de rigidité :	114
Calcul de la surface du radier :	114
Vérifications diverses :	115
Vérification des contraintes dans le sol :	115
Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :.....	116
Vérification au cisaillement :	116
Vérification au poinçonnement :	116
Vérification de la poussée hydrostatique.....	117
Vérification de la stabilité au renversement.....	117
Ferrailage du radier	117
Calcul des sollicitations	117
Calcul des moments isostatiques	118
Vérifications à l'ELS	119
Calcul des moments isostatiques	119
Vérification des contraintes Tableau VI- 3. Vérification des contraintes à l'ELS.	119
Schéma de ferrailage.....	120
Ferrailage :	122
Schéma de ferrailage :	123
Etude de voile périphérique	123

Introduction	123
Dimensionnement des voiles	124
Caractéristiques du sol	124
Evaluation des charges et surcharges	124
Ferraillage du voile périphérique	124
Méthodologie de calcul	124
Calcul des moments isostatiques	125
Les moments corrigés	125
Espacements	125
Vérifications	125
Calcul des efforts tranchants	125
Vérification de l'effort tranchant	126
Calcul des moments	126
Ferraillage du voile périphérique	127
Conclusion	127

liste des figures

Fig I.1 : Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	3
Fig I.3 : : diagramme des contraintes du béton à ELU	4
Fig I.3 : diagramme des contraintes de béton à ELS	4
Fig. I.4 : diagramme contrainte déformation de l'acier	5
Fig. II.1 : Coupe transversale d'une poutre	8
Fig. II.2 : coupe verticale d'un voile.....	9
Fig. II.3 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	10
Fig. II.4 : Schéma de la disposition des poutrelles	11
Fig. II.5 : Coupe transversale d'une poutrelle	11
Fig. II.6 : les différents éléments constituant un escalier	13
Fig.II.7 : schéma statique de l'escalier à 2 volées	13
Fig.II.8 :coupe du deuxième escalier	15
Fig. II.9 : schéma statique du deuxième escalier	15
Fig. II.10 : coupe transversale des planchers	15
Fig. II.11 : Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine	17
Fig.II.12 : coupe transversale d'un mur	17
Fig.II.13 : les poteaux les plus sollicités	19
Fig.II.14 :Poteau « P ₁ » de la descente de charge terrasse inaccessible	20
Fig.II.15 : Poteau « P ₁ » de la descente	20
Fig.II.16 : Poteau « P ₂ » de la descente de charge étage courant et terrasse inaccessible d'une manière semblable au calcul précédent on trouve les résultats pour le poteau 2	22
Fig.III.2 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	27
Fig.III.3 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travée	28
Fig.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	28
Fig.III.5 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées	28
Fig. III.6 : Sens de disposition des poutrelles	29
Fig.III.7 : Types de poutrelles dans l'étage commerciale.....	30
Fig.III.8 : Types de poutrelles dans l'étage courant	30
Fig. III.9 : Types des poutrelles dans la terrasse inaccessible	30
Fig.III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	40
Fig.III.11 : montre les différentes dalles que porte notre structure	40
Fig.III.12 : panneau de dalle (poste transforme).....	40

Fig.III.13 : Section de la dalle pleine a ferrailé	41
Fig.III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle poste transforme	43
Fig.III.15 : Panneau balcon.....	43
Fig.III.16 : Schéma de ferrailage de dalle balcon.....	46
Fig.III.17 : Panneau de dalle sur 3 appuis	47
Fig.III.18 : Schéma de ferrailage de dalle sur trois appuis	50
Fig.III.19 : panneau de dalle (étage courant)	50
Fig.III.20 : Schéma de ferrailage de dalle sur quatre appui (E c).....	51
Fig.III.21 : schéma d'escalier	52
Fig.III.22 : Schémastatique de l'escalierà l'ELU.	52
Fig.III.23 : chargement de l'escalier.....	53
Fig.III.24 : section d'escalier à ferrailer	53
Fig.III.25 : Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.....	56
Fig.III.26 : Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.....	56
Fig.III.28 : vue en élévation de la poutre brisée	56
Fig.III.28 : Schéma statique de la poutre brisée	56
Fig.III.29 : les moments de torsion.....	58
Fig.III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée©.....	60
Fig.III.31 : Chargement sur l'escalier à l'ELU.....	60
Fig.III.32 : schéma de ferrailage de l'escalier	62
Fig.III.33 : charges transmis sur la poutre	62
FIG.III.34 : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	64
Fig.III.35 : Schéma statique et concept d'ascenseur.....	65
Fig.III.36 : Cage d'ascenseur.....	66
Fig.III.37 : schéma représente la surface d'impacte	68
Fig.III.39 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.	71
Fig.III.39 : Coupe A-A détails de ferrailage.....	71
Fig.III.40 : Coupe transversale de l'acrotère.	71
Fig.III.41 : Section à ferrailer.	73
Fig.III.42 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).	75
Fig.IV.1 : Limite des décrochements en plan.	77
Fig.IV.2 : Limites des décrochements en élévation.....	77
Erreur ! Signet non défini. Fig.IV.3 : Le logiciel ETABS version 16.2.0.....	79

Fig.IV.4 : Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure ..	79
Fig.IV.5 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003	82
Fig.V.1 : Disposition constructives des portiques	90
Fig.V.2 : schéma de ferrailage des poutres principales	96
Fig.V.3 : Effort tranchant à la base	103
Fig.V.4 : Section d'un poteau	106
Fig.V.5 : Zone nodale	107
Fig.V.6 : schéma de ferrailage du V_{x1} (Ssol ;rdc;entre sol)	118
Fig.V.7 : schéma de ferrailage du V_{x1} ($1a7^{eme}$)	118
Fig.V.8 : schéma de ferrailage du V_{y1} (Ssol ;rdc;entre sol)	120
Fig.V.11 : Schéma de ferrailage du V_{y1} ($1a7^{eme}$)	123
Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage du voile perepherique	127

Liste des Tableaux

Tab I.1 : caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
Tab II.1 : dimensionnement des panneaux de dalle pleine.....	12
Tab II.2 :Les dimensions de la cage d'escalier de hotel.....	15
Tab II.3 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » plancher terrasse inaccessible.....	16
Tab II.4 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » plancher étage courant.....	16
Tab II.5 :Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.	16
Tab.II.6 : Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs.....	18
Tab II.7 : Évaluation de la charge « G » de l'acrotère.....	18
Tab II.8 : Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » dans l'escalier.....	18
Tab II.9 :Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau	21
Tab II.10 : Évaluation des charges « G » et surcharge « Q » pour le poteau P ₂	23
Tab II.11 : Vérification de la résistance.....	25
Tab III.3 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans les étages courants	31
Tab III.4 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles dans la terrasse inaccessible.	32
Tab.III.5 : Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher.....	37
Tab.III.6 : Vérification à l'ELU.....	37
Tab.III.7 : Vérification à l'ELS	38
Tab.III.8 : Évaluation de la flèche dans les planchers étage courant et terrasse inaccessible.....	38
Tab.III.9 : Les schémas de ferrailage des poutrelles.	39
Tab.III.10 : Calcul du ferrailage de la dalle (poste transforme)	41
Tab.III.11 : Vérification des contraintes.....	42
Tab.III.12 : Calcul du ferrailage de la dalle (balcon)	44
Tab.III.13 : Vérification des contraintes d'aciers et de béton.....	45
Tab III.14verification des contraintes d'aciers a l'ELS.....	45
Tab.III.15 : vérification de la flèche	46
Tab.III.16 : Calcul du ferrailage de la dalle sur trois appuis	48
Tab.III.17: Vérification des contraintes d'aciers et de béton :	48
TabIII.18 : Recalcule de la section de ferrailage a l'ELS.....	49
Tab.III.19 : Vérification de la flèche dalle DP	49
Tab.III.20 : le chargement est les différents moments dans la dalle D.....	51
Tab.III.21 : ferrailage de la dalle (étage courant).....	51

Tab.III.22 : Vérification des contraintes	51
Tab.III.23 : Ferrailage del'escalierVolée1	54
Tab.III.24 : Vérificationdescontraintesà l'ELS	54
Tab III.25 : ferrailage de la partie 2 de l'escalier	55
Tab.III.26 : vérification des contraintes	55
Tab.III.27 : vérification de la flèche	55
Tab.III.28 : des sollicitations	57
Tab.III.29 : ferrailage de la poutre brisée	57
Tab.III.30 : les réactions	58
Tab.III.31 : les différentes réactions d'appuis et les moments fléchissant dans l'escalier60	
Tab.III.32 : le résultat du ferrailage	60
Tab.III.33 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	61
Tab.III.34 : Vérifications de la flèche.....	61
Tab.III.35 : Sollicitation de la poutre palière.....	62
Tab.III.36 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	62
Tab.III.37 : Résultats de calcule du ferrailage de la dalle d'ascenseur.	66
Tab.III.38 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges réparties	66
Tab.III.39 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée	68
Tab.III.40 : les sollicitations de l'acrotère	71
Tab.III.41 : ferrailage de l'acrotère	72
Tab.IV.1 : Valeurs de T1 et T2.....	76
1Tab.IV.2 : Détermination de facteur de qualité Q	80
Tab.IV.3 : Détermination du " ξ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)	80
Tab.IV.4 : Périodes / Participation massiques et nombre de modes à considérer	82
Tab.IV.5 : Mode de vibration de la structure.....	82
Tab.IV.6 : Déterminations des efforts tranchants par niveau suivant X et Y	83
Tab.IV.7 : Déterminations des déplacements par niveau suivant X et Y	83
Tab.IV.8 : Déterminations des moments par niveau suivant X et Y	83
Tab .IV.9 : Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.....	84
Tab.IV.10 : réponses de deux modes de vibration.....	85
Tab.IV.11 : Déterminations de l'effort tranchant à la base	86
Tab.IV.12 : Vérification de déplacement inter-étages.....	86
Tab.IV.13 : Vérification de l'effet P- Δ	87

Tab.IV.14 : Caractéristiques géométriques et structurelles de la structure étudiée.....	88
Tab.V.1 : Sollicitations statique dans les poutres (effort tranchant).....	90
Tab.V.2 : Sollicitations statique dans les poutres principales	91
Tab.V.3 : Sollicitations statique dans les poutres secondaires	92
Tab.V.4 : Sollicitations statique dans les poutres porteuse B ₂	92
Tab.V.5 : les moments fléchissant sous les différentes combinaisons	93
Tab.V.6 : Ferrailage des poutres principales et secondaires et la poutre porteuse.....	93
Tab.V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	94
Tab.V.8 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :.....	94
Tab.V.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	95
Tab.V.10 : Vérification de l'état limite de déformation	95
Tab.V.11 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	98
Tab.V.12 : sollicitation statique dans les poteaux	99
Tab.V.13 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux :.....	100
Tab.V.14 sollicitation sismique dans les poteaux.....	100
Tab.V.15 : Diagrammes des efforts tranchants et les poteaux les plus sollicités	101
Tab.V.16 : Vérification de l'effort normal réduit	102
Tab.V.17 : résumé le ferrailage des différent section de poteau	103
Tab.V.18 : Armatures transversales des poteaux.....	104
Tab.V.19 : Vérification du flambement des poteaux.....	105
Tab.V.20 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	106
Tab.V.21 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	106
Tab.V.22 : Les moments résistants dans les poteaux	107
Tab.V.23 : Les moments résistants dans les poutres	107
Tab.V.24 : Vérification de la zone nodale.....	108
Tab.V.25 : les schémas de ferrailage dans les différents poteaux	109
Tab.V.26 : Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux	111
Tab.V.27 :. Sollicitation statique dans les voiles.....	113
Tab.V.28 : sollicitation statique dans le voile V _{x1}	114
Tab.V.29 : ferrailage voile V _{x1} S-sol ; RDC ;entre sol)	117
Tab.V.30 : ferrailage du voile V _{x1} (1a7 ^{eme}).....	117
Tab.V.39 : Tableau de verification des contraintes	123

Symboles et notation

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v: épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

Symboles et notation

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

ho : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Symboles et notation

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r: surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T₂: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

fe : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t: hauteur total du radier (m).

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

Symboles et notation

\mathbf{u} : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction Générale

Introduction Générale

Introduction générale

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est une région à forte sismicité, au cours de son *histoire*, elle a subi plusieurs *séismes* destructeurs.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables, son action s'exerce d'une manière fondamentalement dynamique.

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

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

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un HOTEL il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91/99 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R 2.3.3 et le D.T.R. BC 2.2).

Chapitre I

Généralité

Introduction :

L'étude d'un hôtel en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

Implantation de l'ouvrage :

Le site, objet de la présente étude, se trouve au cœur de la wilaya de Jijel sur le coté gauche du siège C.T.C Est, a une vingtaine de mètres de la plage Kota ma.

Il est implanté sur un terrain plat et accessible aux engins d'investigation.

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de Jijel, classe en zone 2a (sismicité moyenne), D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification RPA 99 version 2003), l'ouvrage projeté, à savoir un hôtel en R+7, est classe dans le groupe d'usage 2B, ayant une importance moyenne.

Caractéristiques de l'ouvrage :**Caractéristiques géométriques :**

- La hauteur d'hôtel : 32.56m.
- Hauteur de RDC : 3.74m.
- Hauteur de chaque étage : 3.23m.
- Longueur de l'ouvrage : 20m.
- Largeur de l'ouvrage : 17m.

- Hauteur sous-sol : 3.57m
- Hauteur entre sol : 3.91m

L'ossature :

Étant donné que la hauteur d'hôtel dépasse les 17m. L'ossature de notre hôtel est constituée d'une structure mixte formée de portiques et de voiles (**RPA art 3.4.A.1.a**).

Les planchers :

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

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

Les escaliers :

Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place, et des escaliers préfabriqués en bois pour les duplex.

La maçonnerie :

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

La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est accessible et inaccessible.

L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps.

Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

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

Définition de l'état limite :

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. ; Il existe deux états limites :

Etat limite ultime ELU :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

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

Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

Principe d'application des règles BAEL :

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$
Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e , f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limites considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s , γ_b)

Actions et sollicitations :

Définition des actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

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

On distingue :

- **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- **Actions accidentelles (FA) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs...etc.)

Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base. ; Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

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

Où : $\gamma_{Q_1} = 1.5$ en général.

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

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

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

- **Sollicitations accidentelles :**

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge

Les combinaisons d'action :

RPA99/2003 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\begin{aligned} \text{Situations durables :} & \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases} \\ \text{Situations accidentelles :} & \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{uniquement pour les poteaux} \end{aligned}$$

Les matériaux de construction :

Béton :

Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

Caractéristiques du béton :

Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (j} \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (j} > 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Résistance à la traction f_{tj} :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

Contrainte limite à l'ELU :

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

Avec :

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

Avec :

- ✓ $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > 24h.
- ✓ $\theta = 0.9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.
- ✓ $\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1h.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2).8.2.}$$

L'Acier :

Définition :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e = 215 \text{MPa}$ (contrainte à la limite élastique).
- $f_u = 330$ à 490MPa (contrainte à la limite de rupture).
- $f_e = 235 \text{MPa}$.
- $f_u = 410$ à 490MPa .

Les aciers à haute adhérence (H.A) : Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400 \text{MPa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{MPa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$.

Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$); $f_e = 500\text{Mpa}$.

* TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Les dimensions des éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

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

Prédimensionnement des éléments :

Les planchers :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{445 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 18.88cm$$

On va opter pour une hauteur : $h_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20cm$: $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4cm : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

Les poutres :

a- Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

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

$$L_{\max} = 500cm .$$

$$\Rightarrow 31.33cm \leq h \leq 47cm .$$

Soit : $h = 45cm$ et $b = 30cm$.

• Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

Sachant que b : largeur de la poutre .
 h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45cm > 30 \text{ cm} \\ h / b = 45 / 30 = 1.5 < 4 \end{cases} \text{ vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :
 $b \times h = 45 \times 30 \text{ cm}^2$

b- Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 445\text{cm} \Rightarrow 27.66\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}.$$

Soit : $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

- **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = 40 \times 30 \text{ cm}^2$$

Les poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

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

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.74\text{m}$ Pour le RDC.

$h_e = 3.23\text{m}$ Pour la soupenne et l'étage courant.

$H_e = 3.74 - 40 = 3.34\text{m}$ c'est la distance initiale des poteaux

Les dalles pleines :

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées seulement dans les balcons et ascenseur. Elles doivent satisfaire les critères suivants :

- Critère de résistance :

$$l_x/50 \leq e \leq l_x/40 \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

- Coupe feu :

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

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

Dans notre cas :

$$l_x = 4.45\text{m.}$$

$$\frac{445}{50} \leq e \leq \frac{445}{35} \Rightarrow 8.9\text{cm} \leq e \leq 12.71\text{cm.}$$

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

Donc on prend $e=12\text{cm}$.

Les voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur a :

$$a \geq \max \left[\frac{h}{22}; 15\text{cm} \right].$$

RPA99 (Article 7.7.1)

$$a \geq \max \left[\frac{374}{22}; 15\text{cm} \right]$$

Pour le RDC.

$$a \geq \max \left[\frac{306}{22}; 15\text{cm} \right]$$

Pour les étages courants.

Donc :

- $a \geq 17\text{ cm}$

- $a \geq 13.9\text{ cm}$

Soit $a = 20\text{cm}$.

Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- H : la hauteur du palier ;
- L_v : longueur de la volée ;
- L_p : longueur du palier départ ;
- L'p : longueur du palier d'arrivée

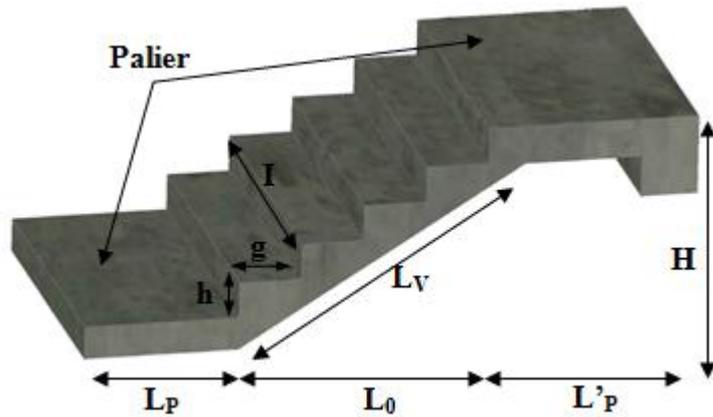


Figure II. 1. Illustration d'un escalier.

Terminologie

Giron (g): largeur de la marche.

Contremarche (h) : hauteur de la marche.

Emmarchement (l) : longueur de la marche.

Ligne de foulée : projection en plan du chemin suivis pour emprunter les escaliers, elle tracée à 50cm du jour.

Paillasse : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.

Palier : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.

Volée : succession de marches entre deux paliers.

Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

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

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

La formule empirique de **BLONDEL** : $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$

✓ $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

Avec :

n - 1 : nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche..

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par

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

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.70^2 + 1.61^2} = 3.14m.$$

$$\frac{314}{30} \leq e \leq \frac{314}{20}$$

$$\Rightarrow 10.42 \leq e \leq 15.7cm \text{ Soit } e = 14cm.$$

$$\frac{1}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\frac{270}{n-1} + \frac{323}{n} = 64$$

⇒ n = 9

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{270}{8} = 32\text{cm}$$

à double quartier tournant.

g = 30cm, et h = 17cm.

•

Pour la volée I on a :

H=1.36cm , L=2.15m

L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

Pour notre cas la terrasse est accessible.

On prend H = 110cm

$$S = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10.$$

$$S = 0.1135\text{m}^2.$$

G = 25 × 0.1135 = 2.837KN / ml. L'acrotère

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

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

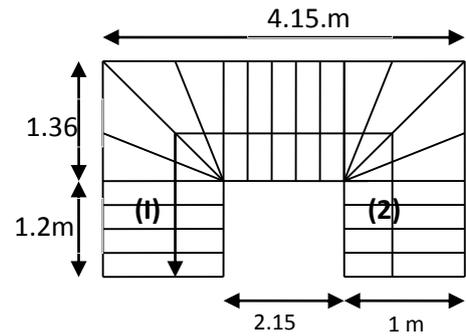


Fig. II.3. Escalier type I

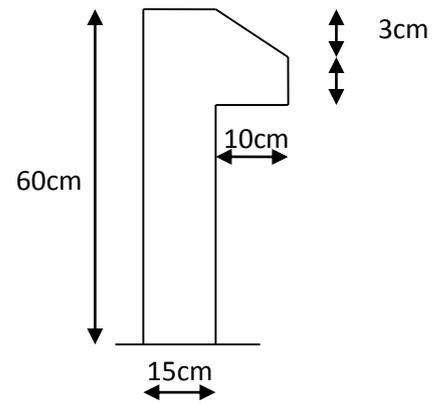


Fig. II.3. Acrotère

Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II- 1. Evaluation des charges de planchers à corps creux des niveaux courant

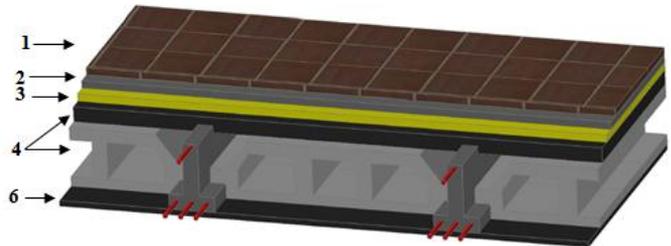
Illustration 3D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Corps creux	/	16+4	2.85
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				5.20
Q étages courant				1.5

Tableau II- 2. Evaluation des charges de la terrasse inaccessible avec corps creux.

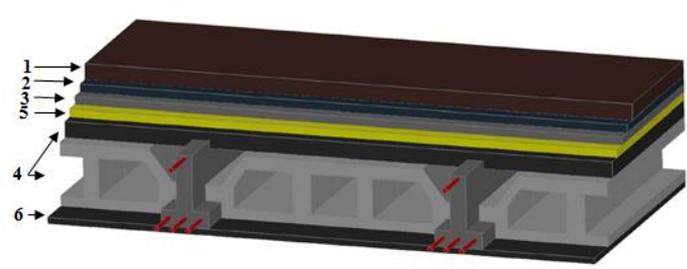
Illustration 3D				
				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.20	4	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.06	2	0.12
3	Forme de pente	0.22	10	2.2
4	Corps creux	/	16+4	3.30
5	Isolation thermique	0.0025	4	0.01
6	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				6.70
Q étage inaccessible				1

Tableau II- 3. Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.

Illustration 3D				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.20	2	0.4
2	Mortier de pose	0.20	2	0.4
3	Lit de sable	0.18	2	0.36
4	Dalle pleine	0.25	15	3.75
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				6.18
Q étages courant				1.5
Q étages parking				2.5

Tableau II- 4. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.

Illustration 3D				
N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	0.20	4	0.8

Tableau II- 5. Evaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.

Illustration 3D				

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.25	12	3
2	Carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				4.43
Q balcon				3.5

Tableau II- 6. Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)	Illustration 3D
1	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27	
2	Brique creuse	1.3	15	1.3	
3	Brique creuse	0.9	10	0.9	
4	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27	
Charge permanent G				2.74	

Tableau II- 7. Volées du RDC et des étages courant (volée à 9 marche).

N°	Couche	Poids surfacique (KN /m ²)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)	
				RDC	Etage Courant
1	Dalle pleine	0.25	20/cosa	5.74	5.74
2	Carrelage	Horizontal	0.2	2	0.4

		Vertical	0.2	$2h/g$	0.21	0.21
3	Mortier de pose	Horizontal	0.2	2	0.4	0.4
		Vertical	0.2	$2h/g$	0.21	0.21
4	Enduit de ciment		0.18	$1.5/\cos\alpha$	0.31	0.31
5	Poids des marches		0.22	$h/2$	1.87	1.87
6	Grade de corps		/	/	0.6	0.6
Charge permanent G_v					9.74	9.74
Q escalier					2.5	

Tableau II- 8. Volée étage courant (volée à une seul marche).

Couche		Poids surfacique (KN /m ²)	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine		0.25	$14/\cos\alpha$	4.02
Carrelage	Horizontal	0.2	2	0.4
	Vertical	0.2	$2h/g$	0.21
Mortier de pose	Horizontal	0.2	2	0.4
	Vertical	0.2	$2h/g$	0.21
Enduit de ciment		0.18	$1.5/\cos\alpha$	0.31
Poids des marches		0.22	$h/2$	1.87
Grade de corps		/	/	0.6
Charge permanent G_v				8.02
Q escalier				2.5

Tableau II- 9. Charges sur les paliers.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.25	20	5
2	Carrelage	0.20	2	0.4
3	Mortier de pose	0.20	2	0.4
4	Lit de sable	0.18	2	0.36
5	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				6.43
Q escalier				2.5

Tableau II- 10. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible en corps creux.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Forme de ponté	0.22	10	2.2
2	Corps creux	/	16+4	3.30
3	Carrelage	0.20	2	0.4
4	Mortier de pose	0.20	2	0.4
5	Lit de sable	0.18	2	0.36
6	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27

Charge permanent G	6.93
Q terrasse accessible	2.5

• La surface afférente pour la charge permanente

$$S = (2.0175 \times 2.175) + (1.925 \times 2.175) + (1.925 \times 2.35) + (2.075 \times 2.35)$$

$$\Rightarrow S = 18.09m^2$$

Les charges et surcharges :

$$\text{Plancher terrasse : } \begin{cases} G = 18.09 \times 6,70 = 121.27 KN \\ Q = 18.09 \times 1,5 = 27.13 KN \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages 1 a 8 : } \begin{cases} G = 18.09 \times 5,20 = 94.07 KN \\ Q = 18.09 \times 1,5 = 27.13 KN \end{cases}$$

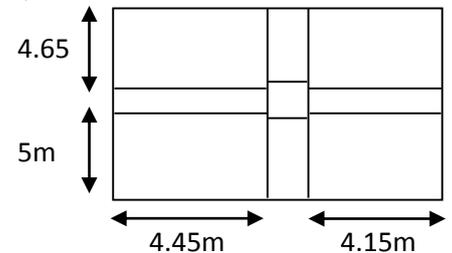


Figure II. 22. Illustration en 3D d'un poteau.

Plancher RDC, sous sol et entre sol : $G = 94.07 KN$
 $Q = 18.09 \times 5 = 90.45 KN$

Les poutres

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.70 \times 0.45 \times 0.35 \times 25 = 18.50 KN \\ G_{ps} = 4.05 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 12.15 KN. \end{cases}$$

• Poids des poteaux : $G_p = S.25.he$

$55 \times 50cm^2 \rightarrow G = 22.2KN \rightarrow$ Pour le RDC+sous sol+entre sol

$50 \times 45cm^2 \rightarrow G = 18.17KN \rightarrow$ Pour les etage 1+2+3

$45 \times 40cm^2 \rightarrow G = 14.53KN$ pour etages 4+5+6

$40 \times 35cm^2 \rightarrow G = 11.30KN$ pour etage 7+8

Descente De charge :

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \Sigma Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après applicable.

Donc pour le **RDC** et les sous-sols la loi de d'éggression n'est plus applicable.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (C12) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II- 11. Descente de charge de poteau I.

Étage	Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
Étage	0	Plancher	112.90	20.569
		Poutres	30.65	
		Poteaux	6.68	
	somme		175.619	20.569
étage	1	venant de 10	175.619	51.423
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
	somme		331.286	51.423
étage	2	venant de 9	331.286	79.192
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
	somme		486.953	79.192
étage 7	3	venant de 8	486.953	103.875
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
	somme		642.62	103.875
étage 6	4	venant de 7	642.62	125.473
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
	somme		798.287	125.473
étage 5	5	venant de 6	798.287	143.985
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
	somme		953.954	143.985
étage 4	6	venant de 5	953.954	159.412

		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
		somme	1109.621	
étage 3	7	venant de 4	1109.621	173.913
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
		somme	1265.288	
étage 2	8	venant de 3	1265.288	190.143
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
		somme	1420.955	
étage 1	9	venant de 2	1420.955	206.619
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	6.68	
		somme	1576.622	
RDC	10	venant de 1	1576.622	221.12
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	8.91	
		somme	1734.519	
entre sol	11	Venant de RDC	1734.519	323.965
		plancher	119.812	
		poutres	29.175	
		poteaux	8.91	
		somme	1892.416	
sous sol	12	venant ss1	1892.416	375.387
		plancher	127.117	
		poutres	29.175	
		poteaux	8.91	
		somme	2057.618	

Les vérifications nécessaires

a) Poteau sous sol

- **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1537.32 + 1.5 \times 430.4 = 2720.98 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc $N_u = 1.1 \times 2720.98 = 2993.08 \text{KN}$

Le poteaux C12 a la base est le plus sollicitée

▪ Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2993.08 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.199 \text{m}^2$$

On a $B = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{m}^2$.

$B = 0.275 \text{m}^2 > 0.199 \text{m}^2$. Condition vérifiée.

▪ Vérification au flambement

on doit faire la vérification suivante :

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50.$$

$$0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70.$$

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.15 = 2.90m.$$

$$B = 0.33m^2.$$

$$I = \frac{0.118}{12} = 0.99 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.99 \times 10^{-2}}{0.33}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.90}{0.173} = 16.79 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.79}{35}\right)^2} = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2993.08 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.165m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2.5) \times (50 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.25m^2$$

0.25 > 0.165donc le poteau ne risque pas de flamber.

Chapitre III

Etude des

éléments secondaires

1 Etude des planchers :

1.1 Définition :

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction. Il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Participer a la résistance aux efforts horizontaux.
- Transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commerciale, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5Kn/m^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

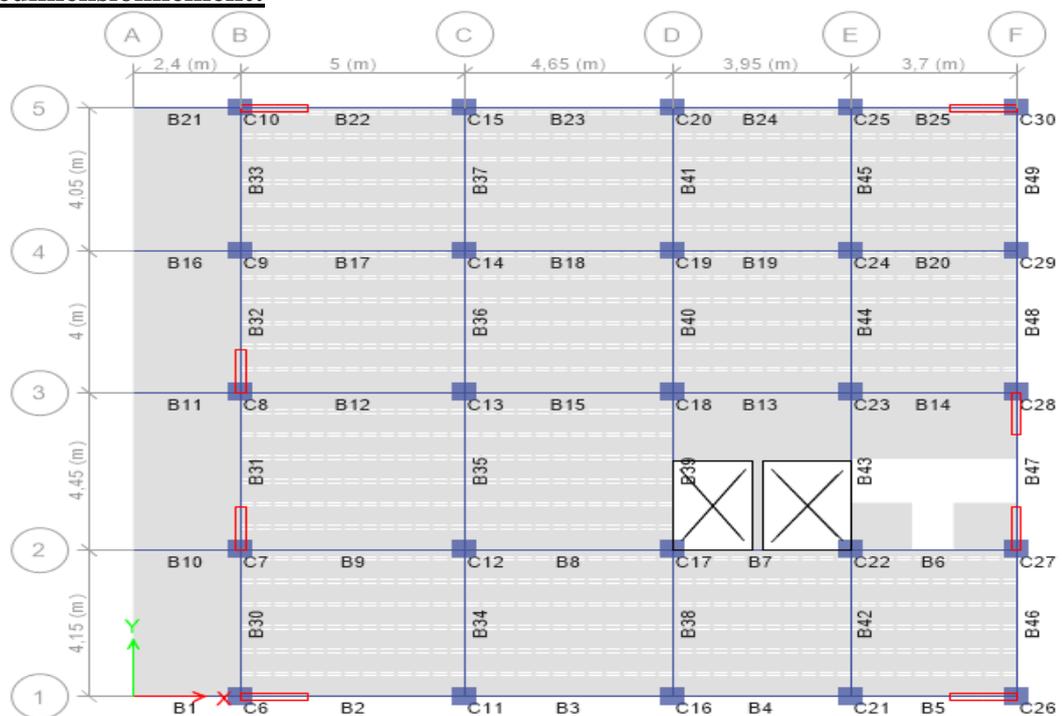
1.2 disposition et pré dimensionnement des poutrelles :

➤ Disposition:

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

- Le critère du petit porté.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

➤ redimensionnement:



Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher

à corps creux telle que : $h = (16+4)cm$.

* Hourdis de 16cm d'épaisseur et de 55cm de largeur.

* Table de compression de 4cm.

Une dalle pleine pour les balcons de 12cm d'épaisseur.

• **Détermination de la largeur de la table de compression :**

h : Hauteur du plancher = 20cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

$$b_0 = (0.4; 0.6) \times h = (8; 12)cm$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

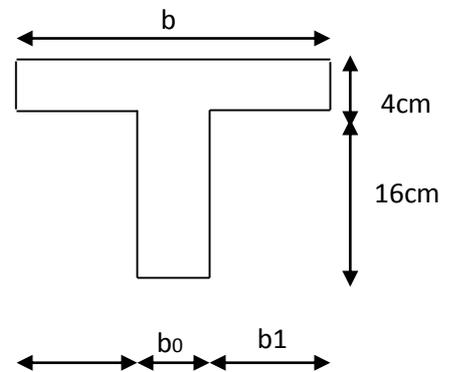
$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{370}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(27.5; 37)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 27.5cm$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65cm$$

$$\text{Soit : } b = 67cm.$$



- Différents types de poutrelles :

Type		Schéma statique
RDC	T ₂	
	T ₁	
	T ₃	
Etage courant 1-7	T ₂	
	T ₁	
	T ₃	
Etage Entre sol	T ₂	
	T ₁	
	T ₄	
	T ₃	
Etage & terrasse inaccessible	T ₁	
	T ₂	
	T ₃	

1.3 Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes ;

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

❖ **La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN/m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Vérification des conditions de BAEL :

1^{ère} condition :

➔ Plancher terrasse inaccessible :

➔ $Q = 3.00 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.7; 5) \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifier

➔ Plancher étage courant :

$G = 5.2 \text{KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.2; 5) \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

➔ RDC :

$G = 6.7 \text{KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{KN/m}^2 \Rightarrow 2.5 \leq \min(2 \times 6.7; 5) \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

2^{ème} condition :

Type 1 : $0.8 \leq \frac{4.0}{4.05} \leq 1.25 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Type 3 : $0.8 \leq \frac{4.15}{4.45} \leq 1.25 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

▪ **Principe de la méthode forfaitaire :** [BAEL 91]

✓ **Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

les conditions à vérifier.

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

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

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

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

✓ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de *la RDM*.

❖ **La méthode de Caquot :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées si l'une des conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

Donc on peut appliquer dans notre cas la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations

1.4 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- à l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

à l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

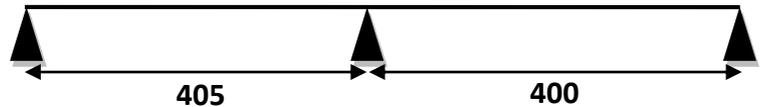
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Etage8 Terrasse inaccessible	6.7	2.50	13.55	8.80	9.7	6.3
Etage 1-7 +entre sol	5.2	1.50	9.27	6.03	6.70	4.36
RDC	6.7	2.50	12.79	8.31	9.2	5.98

Tableau III.1.1 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

1.5 calcul des sollicitation :

Poutrelle type 1 :RDC

- Moments isostatiques :



À l'ELU :

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{8.31 \times 4.05^2}{8} = 17.03 KN.m$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{8.31 \times 4^2}{8} = 16.62 KN.m$

À l'ELS :

Travée A-B : $M_0^{AB} = 12.26 KN.m$

Travée B-C : $M_0^{BC} = 11.96 KN.m$

- Moments sur les appuis :

Appuis de rive :

$M_A = M_C = 0$

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

Appuis intermédiaires :

À l'ELU :

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 \times 17.03 = 8.52 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 \times 12.26 = 6.13 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.09 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.29 \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.09 \times 17.03 - \frac{8.52}{2} = 14.30 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.31}{2} \times 17.03 = 10.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$M_t \geq 1.29 \times 16.62 - \frac{6.13 + 8.52}{2} = 14.11 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.31}{2} \times 16.62 = 10.72 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq 1.09 \times 12.26 - \frac{6.13}{2} = 10.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.29}{2} \times 12.36 = 7.97 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.09 \times 11.96 - \frac{6.13 + 8.52}{2} = 5.71 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.09}{2} \times 11.96 = 6.63 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Les efforts tranchants :

À L'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{8.31 \times 4.05}{2} = 16.82 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 18.51 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.1 \times \frac{8.31 \times 4}{2} = 18.28 \text{ KN}$$

$$V_C = 18.28 \text{ KN}$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{5.98 \times 4.05}{2} = 12.11 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 13.32 \text{ KN}$$

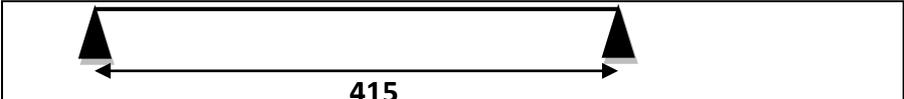
Travée B-C :

$$V_B = 1.1 \times \frac{5.98 \times 4}{2} = 13.15 \text{ KN}$$

$$V_C = 13.15 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations présentés sur les tableaux suivants c'est pour :

- ❖ RDC :type2 et il son plus defevrable



Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)

Tableau . I.1.3 Sollicitations à l'ELU.

A-B	4.15	8.80	18.95	0.00	0.00	18.95	18.26	18.26
Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.15	5.98	12.87	0.00	0.00	12.87	12.40	13.64

Tableau I.1.4 Sollicitations à l'ELS

1.6 Ferrailage des poutrelles :

Poutrelle type 2 RDC :

➤ Sollicitations maximales :

$$M_t^{\max} = M_0^{\max} = 18.95 \text{ Kn.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = M_0^{\max} = 2.84 \text{ Kn.m}$$

$$V^{\max} = 20.33 \text{ Kn}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

A- Armature longitudinales :

➤ Ferrailage en travée :

Calcul de M_{TU} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.061 \text{ MN.m}$$

$$M_t^{\max} = 18.95 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{18.95 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.063 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a $\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.3916$

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

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.063)}) = 0.081$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.063) = 0.175m$$

$$A_t = \frac{18.95 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 3.12 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 3.12 cm^2$$

$$\text{Soit } A_y = 2T12 + 1T14 = 3.8 cm^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 cm^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{vérifiée.}$$

▪ **Ferraillage en appuis :**

appui de rive : (calcul forfaitaire)

$$M_a^{rive} = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 18.95 = 5.69 Kn.m$$

$$M_a^{rive} = -5.69 Kn.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.69 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.103$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.103}) = 0.136$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.136) = 0.170$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{7.50 \times 10^{-3}}{0.170 \times 348} = 0.97 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{\min} = 0.261 \times 10^{-4} m^2$$

On choisit : A= 1T12=1.13cm²

B- armatures transversales :

➤ **vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 20.33 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{20.33 \times 10^3}{0.12 \times 0.18} = 0.942 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b (\tau_u - 0.3 f_{tjK})} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

flexion simple, fissuration peu nuisible, pas de reprise de bétonnage. $\Rightarrow K=1$

$$\alpha = 90^0 \text{ Flexion simple, armatures droites.}$$

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_t \leq 0.54 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (1.024 - 0.3 \times 2.1)} = 0.381 \text{ m}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.54 * 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.45 \text{ m} = 45 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales :**

Au niveau de l'appui de rive

on a $M_u = 0$.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 20.33 \times 10^3 = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.58 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 1T14 + 3T12 = 4.93 \text{ cm}^2$ vérifiée.

➤ **Vérification de la jonction table nervure au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{20.33 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.12}{2}\right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Le ferrailage des autres types de poutrelles et résumé dans les tableaux suivants :

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{choisi}
RDC	travée	18.95	0.0748	0.097	0.21	4.41	1.7	3HA12 =4.62
	Appui de rive	4.83	0.073	0.095	0.21	0.67	0.26	1HA12 =1.54
Etage 1-7+entre sol	travée	17.35	0.049	0.063	0.21	2.89	1.7	2HA12+1HA10 =3.05
	Appui de rive	3.17	0.0478	0.061	0.21	0.43	0.26	1HA12 =1.13
Etage 8+terrasse inaccessible	travée	18.23	0.0509	0.065	0.21	3	1.7	2HA12+1HA10 =3.05
	Appui de rive	3.29	0.0497	0.064	0.21	0.45	0.26	1HA14 =1.54

❖ **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression
- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** *BAEL 91(Article B-6-3)*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

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

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Plancher à usage commercial :

Poutrelle type 2 :

♦ **En travée :**

$$M_{tser}^{max} = 17.71 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.8 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 \times y^2 - 30 \times 3.8 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.041m$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 0.041^3}{3} + 15 \times 3.8 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.044)^2 = 1.24 \times 10^{-4} m^4$$

$$I = 12401cm^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{10.28 \times 10^3}{1.24 \times 10^4} \times 0.044 = 5.76MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} < 15MPa$$

En appuis :

$$M_{ser}^{max} = 5.69Kn.m$$

$$A_s = 1.54cm^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.65 \times y^2 - 30 \times 1.54 \times 10^{-4} \times (0.18 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.03253m$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 0.03253^3}{3} + 15 \times 1.54 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.03253)^2 = 0.5795 \times 10^{-4} cm^4$$

$$I = 5795cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.3 \times 10^3}{0.5795 \times 10^4} \times 0.03253 = 2.97MPa \dots\dots\dots$$

$$\sigma_{bc} < 15MPa$$

Tableau III- 1. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.

Niveau	Endroit	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte σ ≤ σ̄ (MPa)	observation
RDC	travée	22.68	3.80	6.06	21396.91	6.42 < 15	Vérifiée
	appui	13.271	3.08	10.24	9541.23	14.25 < 15	Vérifiée
Etage 1- 7+entre sol	travée	15.28	3.05	4.92	15294.8	4.81 < 15	Vérifiée
	appui	11.75	2.67	9.74	8713.4	13.14 < 15	Vérifiée
	travée	15.88	3.05	4.92	15294.8	5.11 < 15	Vérifiée

Etage 8+terrasse inaccessible	appui	12.46	3.08	10.24	9541.23	13.38 ≤ 15	Vérifiée
-------------------------------------	-------	-------	------	-------	---------	---------------	----------

• Evaluation de la flèche

BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93.

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{415} = 0.048 < \frac{1}{16}$

la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche

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

Tel que :

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{415}{500} = 0.83cm$$

• Evaluation des moments en travée :

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

• Contraintes (σ_s) :

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

Inerties fictives (I_f) :

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

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

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

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.67 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.90 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.67 \times G = 0.65 \times 5.2 = 3.48 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.67 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.2 + 2.85) = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.9 \times 4.15^2}{8} = 3.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.48 \times 4.15^2}{8} = 6.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{8.05 \times 4.15^2}{8} = 13.00 \text{ N.m}$$

Propriété de la section :

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 48314.66 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 48314.66 \text{ cm}^4$$

$$I = 12400.7 \text{cm}^4$$

$$A_s = 3.8 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.8}{12 \times 18} = 0.0176$$

$$E_i = 32164.2 \text{Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa}$$

$$y = 0.047 \text{m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}) \times 0.0176} = 2.33 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 2.35 = 0.94$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 49.111 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 120.74 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 167.35 \text{Mpa}$$

- **calcul des inerties fictives :**

$$\mu_j = 0.38$$

$$\mu_g = 0.47$$

$$\mu_p = 0.58$$

$$I_{f_{ij}} = 185428.93 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 166923.59 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 149541.6 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 237575.69 \text{cm}^4$$

- **calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{3.71 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 32164.2 \times 26898.09 \times 10^{-8}} = 0.88 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.76 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 32164.2 \times 21572.69 \times 10^{-8}} = 2.01 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{13.26 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 32164.2 \times 18676.66 \times 10^{-8}} = 4.57 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{6.76 \times 10^{-3} \times 4.55^2}{10 \times 10721.4 \times 33521.51 \times 10^{-8}} = 3.89 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- La flèche totale Δf :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (3.89 - 0.88 + 4.57 - 2.01) \times 10^{-3} = 5.56 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.56 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.91 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée

- Schéma de ferrailage des poutrelles.

Etage courant :

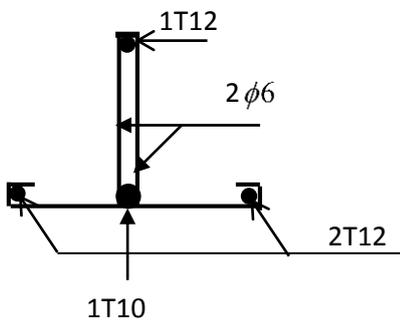


Fig. III.1.6. Schéma de ferrailage de la poutrelles en appui

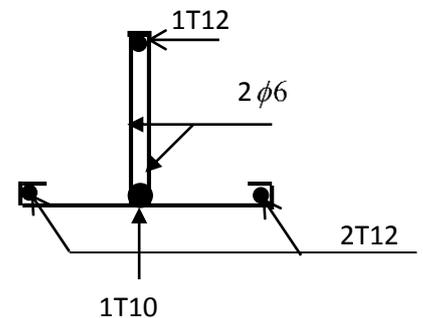


Fig. III.1.6. Schéma de ferrailage de la poutrelle en travée

1.7 Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{\perp} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{On choisit: } 5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{St} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Soit: } A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{St} = 20 \text{ cm}$$

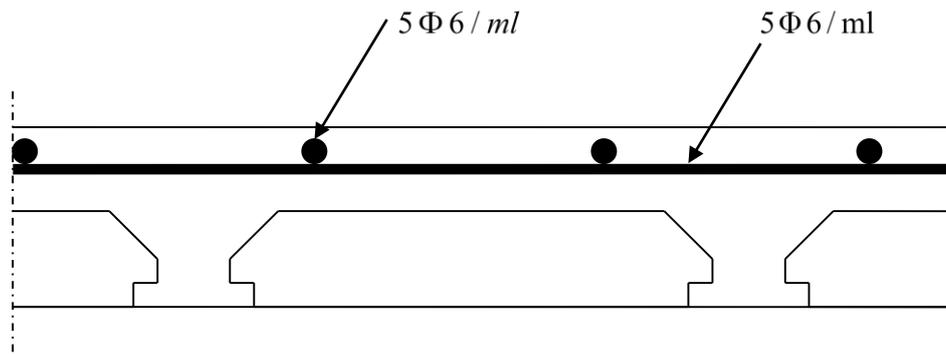


Fig. III.1.16 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

2 Dalles pleines :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}.$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

2.1 Dalle sur trois appuis

-Type 01 (étages 1 à 7)

$G = 5.20 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$; $h = 15 \text{ cm}$

$\alpha = \frac{l_y}{l_x} = 0.83 > 0.4$ la dalle porte dans les deux sens.

a) Calcul des sollicitations

$$p_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow p_u = 9.27 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q \Rightarrow p_s = 6.70 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul a l'ELU

Méthode de calcul

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suite :

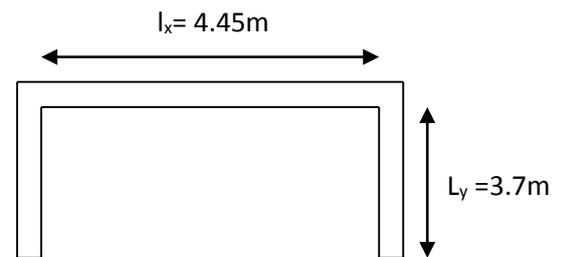


Fig1. Dalle sur trois appuis

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } \begin{cases} l_y \geq \frac{l_x}{2} \Rightarrow M_x = \frac{Pl_x^2}{8}(l_y - l_x/2) + P \frac{l_x^3}{48} \\ M_y = P \frac{l_x^3}{24} \end{cases}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas : } \begin{cases} l_y < \frac{l_x}{2} \Rightarrow M_x = P \frac{l_y^3}{6} \\ M_y = P(l_y^2 l_x - \frac{2}{3} l_y^3) \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$l_y = 3.7m > \frac{l_x}{2} = 2.22m, \text{ donc on est dans le } 1^{\text{er}} \text{ cas.}$$

$$M_x = 9.27 \frac{(4.45)^2}{8} \times (3.7 - 4.45/2) + 9.27 \times \frac{(4.45)^3}{48} \Rightarrow M_x = 51 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 9.27 \frac{(3.7)^3}{24} = 19.56 \text{ KNm}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 43.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 16.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis : } M_a = 0.3 M_x \Rightarrow M_a = 15.3 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_{\max} = p_u \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 20.62 \text{ KN.}$$

▪ Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera Pour une bande de 1 m à la flexion simple.

$$\text{Le diamètre des armatures : } \Phi \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm. Soit } \Phi = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Le sens x-x : } dx = h - \frac{\Phi}{2} - e \Rightarrow dx = 12.3 \text{ cm}$$

$$\text{Le sens y-y : } dy = d_x - \Phi \Rightarrow dy = 10.9 \text{ cm}$$

• En travée

Sens x-x

$$M_{tx} = 43.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot dx^2 \times f_{bu}} = 0.201$$

$$\mu_{bu} = 0.201 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.28$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.109 \text{ m.}$$

$$A_t = M_{tx} / z \times f_t \Rightarrow A_t = 11.42 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte pour } 6T14=12.32 \text{ cm}^2.$$

Espacement: $St \leq \text{Min} (45\text{cm}, 4.h) = 45\text{cm}$

$$St = 20\text{cm}^2.$$

Sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d_y^2 \times f_{bu}} = 0.010$$

$$\mu_{bu} = 0.010 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.013$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.108\text{m}.$$

$$A_t = M_{ty} / z \times f_{st} \Rightarrow A_t = 4.40\text{cm}^2; \text{ on adopte pour } 4T12=4.52 \text{ cm}^2.$$

Espacement: $St \leq \text{Min} (33\text{cm}, 3h) = 33\text{cm} \Rightarrow St = 20\text{cm}^2.$

• **En appuis**

$$M_a = 15.30 \text{ KN.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.039 ; \quad \alpha = 0.05$$

$$z = 0.127\text{m} \Rightarrow A_a = 2.11\text{cm}^2; \text{ on adopte pour } 4T12=4. \text{ cm}^2.$$

c) Vérifications à l'ELU

-Condition de non fragilité

Sens x-x

$$A_{\min} = \alpha_0 \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.28}{2} \right) 100 \times 15 \Rightarrow A_{\min} = 1.25\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.25\text{cm}^2 < A_{\text{opt}} = 11.42\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

Sens y-y

$$A_{\min} = \alpha_0 \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{\min} = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.2\text{cm}^2 < A_{\text{opt}} = 4.40\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

-L'effort tranchant

$$V_u = 20.62\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.158 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1,25\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

d) Vérifications à l'ELS

$$M_{x\text{ser}} = 6.65 \frac{(3.6)^2}{8} \times (3.3 - 3.6/2) + 6.65 \times \frac{(3.6)^3}{48} \Rightarrow M_{x\text{ser}} = 22.62\text{KN.m}$$

$$M_{y\text{ser}} = 6.65 \frac{(3.6)^3}{24} \Rightarrow M_{y\text{ser}} = 12.92\text{KNm}$$

Le moment en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 19.22 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 10.98 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis : $M_a = 0.3 M_x \Rightarrow M_a = 6.78 \text{ KN.m}$

• **La contrainte dans le béton**

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

Sens x-x

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 .$$

$$\Rightarrow y = 4.44 \text{ cm} .$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11380.71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^y = 7.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} .$$

Sens y-y

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.36 \text{ cm} .$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6742.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = 5.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **la flèche**

Sens x-x

$$1. \frac{h_t}{l_x} = 0.041 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0059 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La 1^{ere} et la 2^{eme} condition ne sont pas vérifiées donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

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

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible : $f_{adm} = 360/500 = 0.72 \text{ cm}$.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{7.70 \times 10^{-4}}{1 \times 0.109} = 0.007 .$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} \Rightarrow \lambda_i = 3 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.2 \quad ; \quad \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} [(v_1^3 + v_2^3) + 15 A_s (v_2 - d')^2]$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d \right)$$

$$B = b \times h + 15A = 1615.5 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 7.74 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 7.25 \text{ cm}$$

$$I_0 = 66396.62 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_s :

σ_s : contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considérée.

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad ; \quad \text{avec } n = 1$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$q_{jser} = 1 \times G$: La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

$$q_{jser} = 1 \times 3.75 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$q_{gser} = 1 \times G$: La charge permanente.

$$q_{gser} = 1 \times 5.15 = 5.15 \text{ KN/ml}$$

$q_{pser} = 1 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 1 \times 6.65 = 6.65 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 4.55 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{gser} = 6.25 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{pser} = 8.07 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s^j = 30.39 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_s^g = 55.173 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_s^p = 70.754 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = -0.24 \quad ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = -0.008$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.099$$

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 73036.28 \text{cm}^4 ;$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 73036.28 \text{cm}^4 \quad f_{vg} = \frac{6.25 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 10721.4 \times 73036.28 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.001 \text{m}$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 70929.66 \text{cm}^4 ; \quad f_{gi} = \frac{6.25 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.2 \times 73036.28 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00035 \text{m}$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 73036.28 \text{cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{Mpa}; \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa}$$

$$f_{pi} = \frac{8.07 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.2 \times 70929.66 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00047 \text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.001 - 0.00019 + 0.00047 - 0.00035 = 0.00093 \text{m}$$

$$\Delta f = 0.093 \text{cm} \leq f_{adm} = 0.72 \text{cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Sens y-y

$$\lambda_i = 7; \quad \lambda_v = 2.8$$

$$1. \quad \frac{h_t}{l_x} = 0.0045 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084. \quad \text{Non vérifiée.}$$

$$2. \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0.0031 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006. \quad \text{Vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

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

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible : $f_{adm} = 330/500 = 0.66 \text{cm}$

$$\rho = 0.003$$

$$B = 1558.95 \text{ cm}^2; \quad \nu_1 = 7.68 \text{ cm}; \quad \nu_2 = 7.31 \text{ cm.}$$

$$I_0 = 69880.37 \text{ cm}^4$$

$$M_{jser} = 3 \text{ KN.m}; \quad M_{gser} = 5.45 \text{ KN.m}; \quad M_{pser} = 6.98 \text{ KN.m.}$$

$$K_j = 44421.41; \quad K_g = 80698.89; \quad K_p = 103353.81$$

$$\sigma_s^j = 59.56 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s^g = 108.21 \text{ Mpa} ; \quad \sigma_s^p = 138.59 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_j = -0.305; \mu_g = -0.083; \mu_p = 0.023.$$

$$I_{f_{ij}} = 76868.40\text{cm}^4; \quad I_{f_{ig}} = 76868.4\text{cm}^4; \quad I_{f_{ip}} = 66208.79\text{cm}^4; \quad I_{f_{vg}} = 76868.4\text{cm}^4.$$

$$f_{ji} = 0.00013\text{m}; \quad f_{gi} = 0.00024\text{m}; \quad f_{pi} = 0.00035\text{m}; \quad f_{vg} = 0.00072\text{m}.$$

$$\Delta f_i = 0.00072 - 0.00013 + 0.00035 - 0.00024 = 0.0007\text{m}.$$

$$\Delta f = 0.07\text{cm} \leq f_{adm} = 0.72\text{cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

2.2 Etude des balcons

Dans le cas de notre ouvrage on a deux types de dalles à savoir :

1: dalle en console.

2.3 Dalle en console :

Charge permanente : $G = 6 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : $Q = 3 \text{ KN/m}^2$.

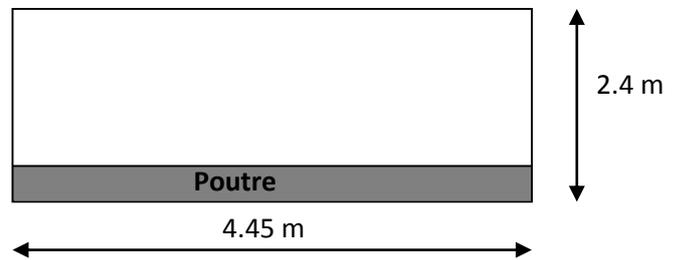


Figure III.6 : Schéma de la dalle en console

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 6 + 1,5 \cdot 3,5 = 13,35 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$q_s = G + Q = 9,00 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} = 13,35 \cdot \frac{1,0^2}{2} = 6,675 \text{ KN.m} ; M_{ser} = q_s \cdot \frac{l^2}{2} = 4,25 \text{ KN.m} ;$$

$$V_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = 6.675 \text{ KN} .$$

➤ **Ferraillage :**

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Armatures principales	13,35	0,059	0,076	0,122	3,19	5HA10 = 3,93

Tableau III.9 : Ferraillage de la dalle en console

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ Calcul des espacements :

$$S_{x} = \min(33 \text{ cm}, 3 \cdot e) = \min(33 \text{ cm}, 3 \cdot 14 \text{ cm}) ; \text{ Soit : } S_{x} = 20 \text{ cm} .$$

$$S_{y} = \min(45 \text{ cm}, 4 \cdot e) = \min(45 \text{ cm}, 4 \cdot 11 \text{ cm}) ; \text{ Soit : } S_{y} = 25 \text{ cm} .$$

➤ Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,44 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

b. L'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2,83 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,1} = 0,028 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée} .$$

c. A l'ELS :

✓ Etat limite de compression du béton :

$$M_{ser} = 4,75 \text{ kN.m} , A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} , y = 3,2 \text{ cm} , I = 5757,23 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{4,75 \cdot 10^{-3}}{5757,23 \cdot 10^{-8}} \cdot 3,2 \cdot 10^{-2} = 2,7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s ; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{4,75 \cdot 10^{-3}}{5757,23 \cdot 10^{-8}} \cdot (0,12 - 0,032) = 108,6 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

✓ Etat limite de déformation : [2]

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} .$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée

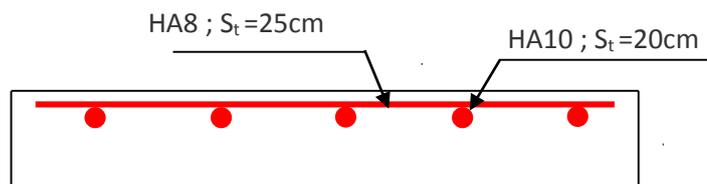


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle en console.

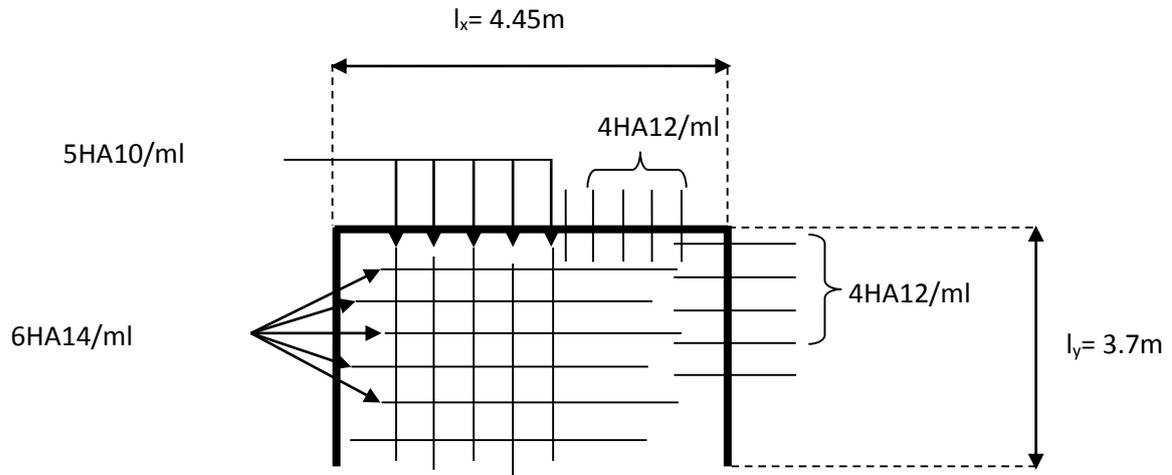


Fig. IV. 1 Schéma de ferrailage de la dalle
Type 01

3 calcul de l'acrotère :

3.1 Introduction :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

3.2 Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

3.3 Evaluation des charges :

$$S = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S = 0.0985m^2$$

✓ Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 \text{ KN}$

✓ Poids d'enduit de ciment : ($e = 1.5\text{cm}$) : $G_2 = 2 \times 20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.66 \text{ KN}$

$$W_p = G_1 + G_2 = 3.12 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN}$$

- ✓ La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)}$$

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

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,12 = 1,50 \text{ KN}.$$

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

W_p : Poids de l'acrotère

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,0809 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,574 \text{ m}$$

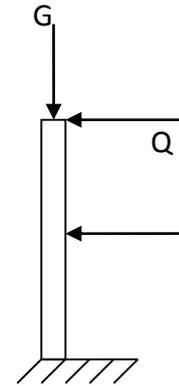


Fig. III.3.1 schéma statique de l'acrotère

3.4 Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 3,12$$

$$M = 0.$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1,5 \times 1,1 = 1,65 \text{ KNm}.$$

$$N_F = 0$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1,50 \times 0,574 = 0,86 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bord de 1m.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.12	6.45	3.12
M (KN.m)	3.02	2.47	1.65

Tableaux III.3.1. Les Sollicitations de calcul.

3.5 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q

$$N_u = 6.45 \text{ KN}$$

$$M_u = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.47}{6.45} = 0.36 \text{ m} \\ \frac{H}{6} &= \frac{1.1}{6} = 0.18 \text{ m} \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{Section}$$

partiellement comprimée

Remarque :

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul

e_1 : l'excentricité structurale.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

avec :

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

φ : Le rapport de déformation due aux fluages à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

L_f : Longueur de flambement ;

$$L_f = 2l_0 = 2 \times 1.1 = 2.2 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.02 \text{ cm}$$

$$D'où e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.36 + 0.02 = 0.40 \text{ m}$$

3.6 Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 6.75 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 6.45 \times 0.40 = 2.60 \text{ KN.m}$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3.10 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.012 \quad \text{D'où :}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.016$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.66 \text{ cm}^2$$

3.7 vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,231 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principales : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 110/4 = 27.5 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.5 + 1.5 = 3.00 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.9 \times 10^3}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0,023 \text{ KN.}$$

$$\tau < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{3.00 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.255 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA.}$$

$$\tau_s < \overline{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

3.8 vérification à l'ELS :

• Vérification des contraintes :

$$d = 0,13 \text{ m}$$

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_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1.65}{5} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right) = 0.385 \text{ m}$$

$$e_a > d \Rightarrow c' \text{ est à l'extérieur de la section} \rightarrow c = 0.13 - 0.385 = -0.255 \text{ m}$$

$$c = -0.255 \text{ m}$$

$$y_{se} = y_c + c$$

-Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.255)^2 + \frac{(0.13 + 0.255) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.18 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.255)^3 - (0.13 + 0.255)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.03 \text{ m}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = 3.6 \times 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 0.093m^3$$

$$z = t^{1/3} = 0.45m$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.58m$$

$$y_{ser} = 0.58 - 0.255 = 0.33m$$

➤ **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 = 0.012m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 0.05MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.89 < 15MPa \rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification des armatures :**

$$\rho = 100 \times \frac{A_S}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$E_S = \frac{M_{Ser}}{B \times d \times A_S} = \frac{1.65}{0.936 \times 0.13 \times 2.01 \times 10^{-4}} = 67.46MPa$$

Tel que B tirée dans l'annexe 02

On a une fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_e; 150 \times \eta) = 240MPa$$

$$\sigma_s = 67.46MPa \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

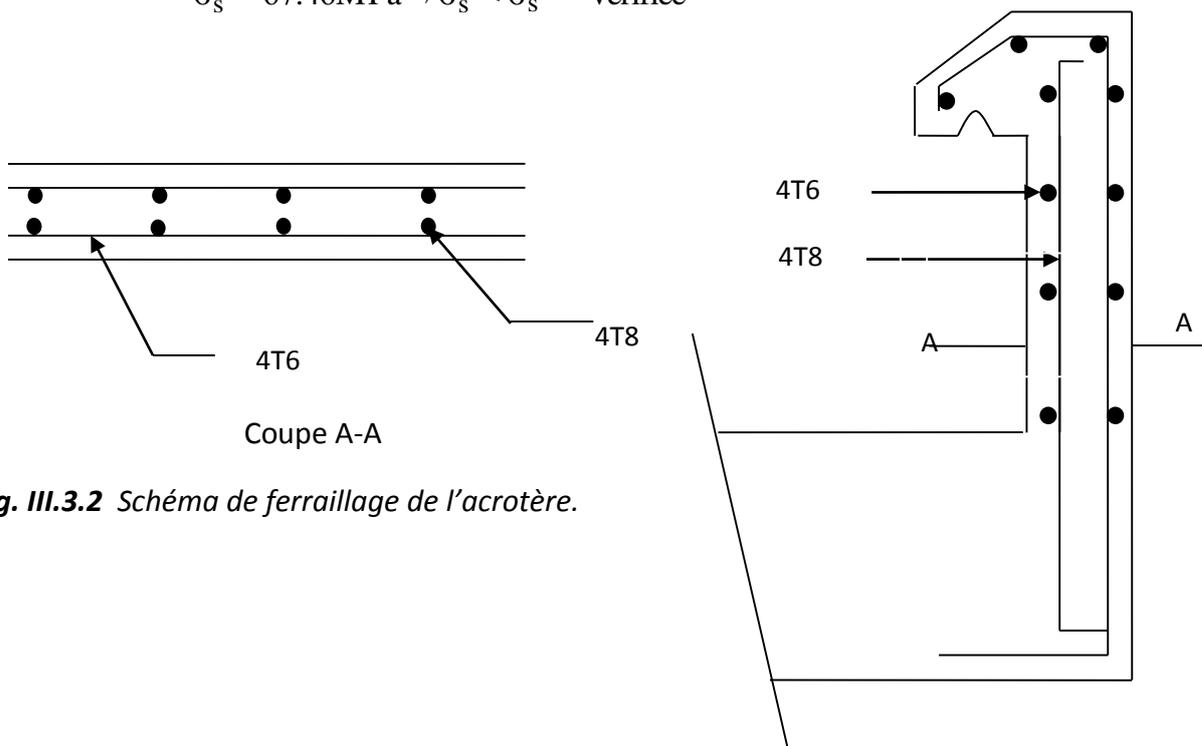


Fig. III.3.2 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

4 Etude de l'ascenseur :

4.1 Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur=235cm.
- l : Largeur de l'ascenseur=150 cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

4.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 1.50m$ et $l_y = 2.35m$ donc une surface $S = 1.5 \times 2.35 = 3.52m^2$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.35}{20} = 0.12m \text{ Soit } e = 20cm.$$

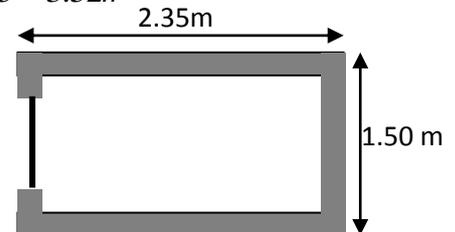


Fig III.4.1 Cage d'ascenseur.

4.3 Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1KN/m^2 \quad \text{:Poids du revêtement en béton .}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{4.8} = 30.20KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 36.30KN/m^2.$$

$$Q = 1 \text{KN/m}^2.$$

. Cas d'une charge répartie :

- Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 50.50 \text{KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.63 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \quad \text{Annexe5}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.00 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.90 \text{KNm}$$

- Calcul des moments réels :

$$\text{➤ En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.1 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.32 \text{KNm}$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 1.8 \text{KNm}$$

4.4 Calcul du ferrailage :

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

1. En travée :

// à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.011$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.013$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.179 \text{m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.82 \text{cm}^2 / \text{ml.}$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.008$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.010$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.169m.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 0.56cm^2 / ml.$$

2. En appui :

$$\mu_{bu} = 0.004$$

$$\alpha = 0.0049$$

$$z = 0.179m$$

$$A_a = 0.29cm^2 / ml$$

	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	A_{tcal}	A_{acal}	$A_{tadopté}(cm^2)$	$A_{aadopté}$
Sens xx	5.10	1.8	0.82	0.29	4T8=2.01	3T10=2.36
Sens yy	3.32	1.8	0.56	0.29	4T8=2.01	3T10=2.36

Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

* En travée :

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.63$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.89cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^x = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.89cm^2 / ml. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml. \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{vérifiée.}$$

* En appui :

$$A_t^x = 3T10 = 2.36cm^2 / ml > A_{\min}^x = 1.73cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 3T10 = 2.36cm^2 / ml > A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml.$$

b) Calcul des espacements :

$$\text{Sens x-x'} : S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\rho = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 25.25KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 26.86KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{26.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.16MPa < 1.25MPa$$

C'est vérifié.

➤ Vérification à l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{totale}} + Q = 36.3 + 1 = 37.3KN/m^2$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.1KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 3.32KNm$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.33KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 2.82KNm$$

a) Vérification des contraintes :

Sens x-x' y-y' :

$$\mu_1 = \frac{M_{Ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_S} = 0.0008$$

tel que $\bar{\sigma} = 240\text{MPa}$

du tableau on tire : $K = 0.012, B_1 = 0.95$

$$\sigma_S = \frac{M_{Ser}}{B_1 \times A \times d} = 124.8\text{MPa} < 240\text{MPa} \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_S = 1.49\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

-Cas d'une charge concentrée :

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

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

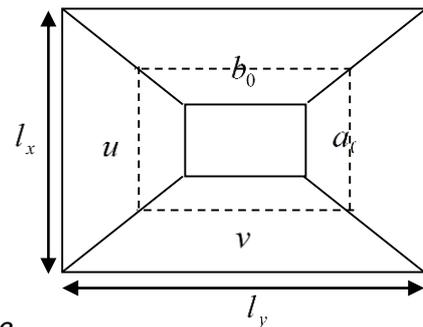
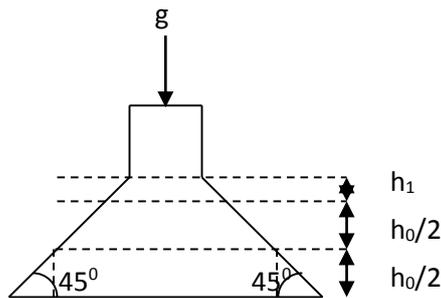


Fig III.4.2 Schéma représentant la surface d'impacte. **BAEL91.**

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1.6\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150\text{cm} \\ b_0 = 160\text{cm} \end{cases}$

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

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180\text{cm.} \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190\text{cm.} \end{cases}$$

. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.90 \quad \text{et } \rho = 0.83$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.79 \quad \text{et } \rho = 0.83$$

En se référant à l'annexe n° 4 on trouve $M_1 = 0.058$ et $M_2 = 0.038$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 5.1 = 71.1 \text{KN}$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 71.1 = 96.00 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.57 \text{KNm} \\ M_{y1} = 3.65 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.05 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.33 \text{KNm}$$

μ_x et μ_y sont données par l'annexe 5.

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.71 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.03 \text{KNm} \end{cases}$$

-Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 17 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	7.71	2.31	1.24	0.36	4T8=2.01	4T10=3.14
Sens y-y'	5.03	1.50	0.8	0.24	4T8=2.01	4T10=3.14

Tableau III.4.1 Résultats des calculs.

➤ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

* En travée :

$$A_t^x = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{vérifiée.}$$

* En appui :

$$A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.73\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190)$$

$$U_c = 740\text{cm}.$$

$$Q_u = 97.60\text{KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1110\text{KN} \quad \text{vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\text{On a } v > u \Rightarrow \text{Au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.12\text{KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.42\text{KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 17.42\text{KN}$$

$$\tau_u = 0.1\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

d) Espacement des barres :

$$\text{Sens } x-x': S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e; 22\text{cm}) = 22\text{cm}.$$

$$\text{Sens } y-y': S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

. Calcul à l'ELS :

✓ Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = g = 71.1\text{KN}.$$

$$M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 4.74\text{KNm}.$$

$$M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 3.58\text{KNm}.$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 6.1 + 1 = 7.1\text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.5\text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.97\text{KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.24\text{KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.55\text{KNm}$$

a) Vérification des contraintes :

En travée :

Sens x-x' :

$$\mu_1 = \frac{M_{\text{Ser}}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_S} = 0.0008$$

$$\text{tel que } \bar{\sigma} = 240\text{MPa}$$

$$\text{du tableau on tire : } K = 0.012, B_1 = 0.95$$

$$\sigma_S = \frac{M_{\text{Ser}}}{B_1 \times A \times d} = 92.8\text{MPa} < 240\text{MPa} \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_S = 1.1\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \text{ vérifiée.}$$

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 0.8\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 84.03\text{MPa} < 240\text{MPa} \dots \text{ vérifiée.}$$

En appui:

Sens x-x' et y-y' :

$$\sigma_{bc} = 0.56\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 33.96\text{MPa} < 240\text{MPa}$$

b) Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 \quad (1). \\ h / l = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad (2). \end{array} \right.$$

$$A / b.d = 0.0021 \leq 4,2 / f_e = 0.01 \quad (3).$$

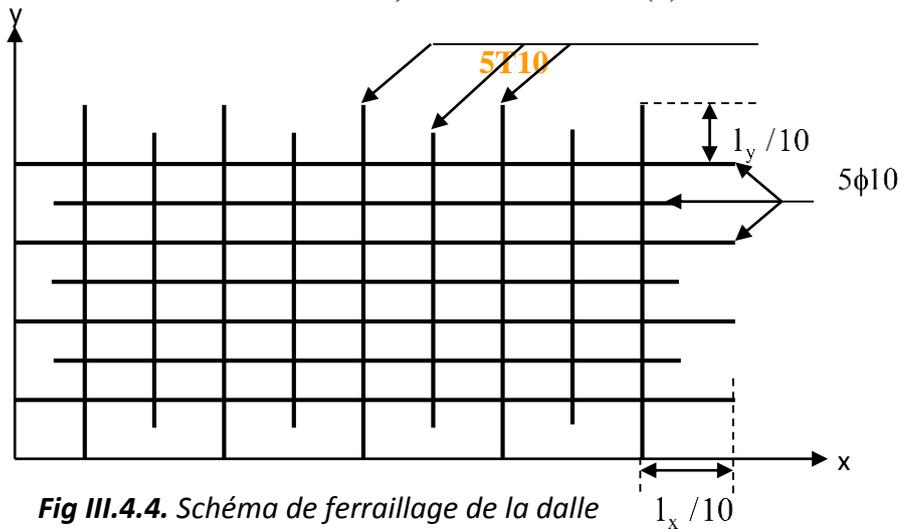


Fig III.4.4. Schéma de ferrailage de la dalle

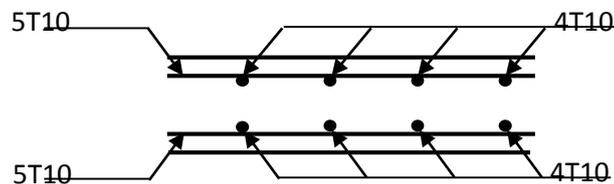


Fig III.4.3 Vue en coupe du

5 Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrailée comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 14cm.

5.1 Calcul d'escalier type I :

Le chargement Sur la volée

$$G = 8.02 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Sur le palier :

$$G = 4.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• Combinaison de charges :

✓ Pour la volée :

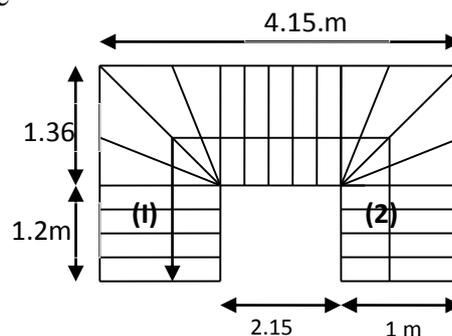


Fig. II.3. Escalier type1

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.57 \text{KN} / \text{m}$

ELS : $q_s = G + Q = 10.52 \text{KN} / \text{m}$

✓ Pour le palier :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.28 \text{KN} / \text{m}$

ELS : $q_s = G + Q = 7.34 \text{KN} / \text{m}$

• Les sollicitations :

à l'ELU

$M_t^{\max} = 27.04 \text{Kn.m.}$

$M_a^{\max} = -18.03 \text{Kn.m}$

$V^{\max} = 32.41 \text{Kn.}$

Els

$M_t^{\max} = 19.53 \text{Kn.m.}$

$M_a^{\max} = -13.02 \text{Kn.m}$

$V^{\max} = 23.40 \text{Kn.}$

Ferrailage:

$$A = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

✓ En travée :

$M_t^{\max} = 13.72 \text{KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.067 ; \alpha = 0.086 ; z = 0.11 \text{m} ; A = 3.58 \text{cm}^2$

On opte pour : 6HA10 = 4.71cm²

✓ En appuis :

Appuis A :

$M_a = 0.4 \times 13.72 = 5.48 \text{KN.m} ; \mu_{bu} = 0.026 ; \alpha = 0.03 ; z = 0.11 \text{m} ; A = 1.3 \text{cm}^2$

On opte pour :

Appuis B :

$M_a = -31.14 \text{KN.m} ; \mu_{bu} = 0.15 ; \alpha = 0.2 ; z = 0.11 ; A = 8.13 \text{cm}^2$

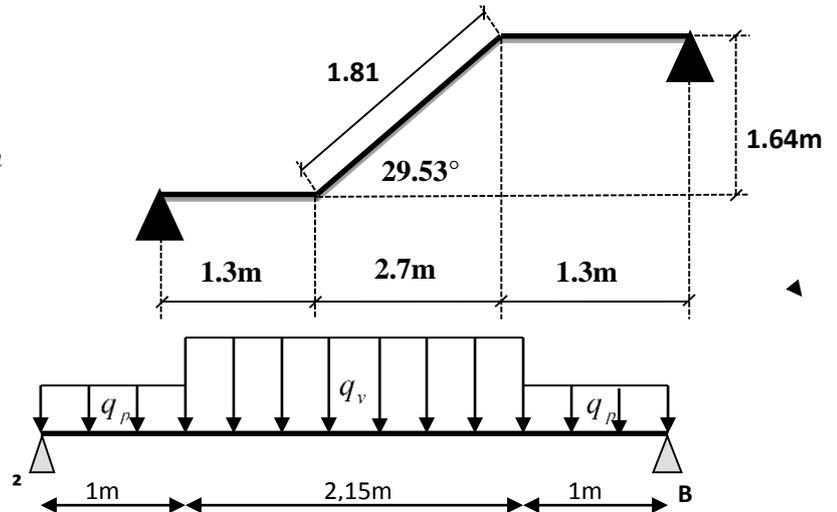


Fig III.2.3 Schéma statique avec chargement

On opte pour : $6 \text{ HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.12 \times 2,1 / 400 = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

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

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{37.1 \times 10^3}{1 \times 0.12} = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (37.1 \times 10^3 \frac{31.14 \times 10^3}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} = 0.72 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisie : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisie : } 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

✓ **Ecartement des barres :**

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

Soit $S_t = 16 \text{ cm}$

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

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **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 la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0,9.d. \Sigma U_i$$

$$\Sigma U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \varphi$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 6 \times 0.8 \times 3.14 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{27.22 \times 10^3}{0.9 \times 0.12 \times 15.07 \times 10^2} = 1.67 \text{ MPa ; } \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser} = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 4.71 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$y = 3.47 \text{ cm ; } I = 0.65 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser} = 27.31 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 9.24 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 9.24 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$y = 4.54 \text{ cm ; } I = 1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.04 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

(1) : $0.034 < 0.0625$ condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$y = 3.47 \text{ cm , } I = 0.65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 , \quad I_0 = 1.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 ; \quad \rho = 0,004 ; \quad \lambda_i = 5.53 ; \quad \lambda_v = 2.1$$

$$E_i = 321642 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 107214 \text{ Mpa}$$

$$M_{jser} = 4.05 \text{ KN.m} ; \quad M_{gser} = 4.82 \text{ KN.m} ; \quad M_{pser} = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 79.3 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{sg} = 94.38 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{sp} = 143.33 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0 ; \quad \mu_g = 0 ; \quad \mu_p = 0.15$$

$$I_{f_{ij}} = 17782.88 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ig}} = 17782.88 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ip}} = 9714.42 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{vg}} = 17782.88 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.0012 \text{ m} ; \quad f_{gi} = 0.0014 \text{ m} ; \quad f_{pi} = 0.0039 \text{ m} ; \quad f_{gv} = 0.0042 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0055 \text{ m} = 0.55 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm.}$$

La flèche est vérifiée.

Nous allons l'étudier comme une console encastrée.

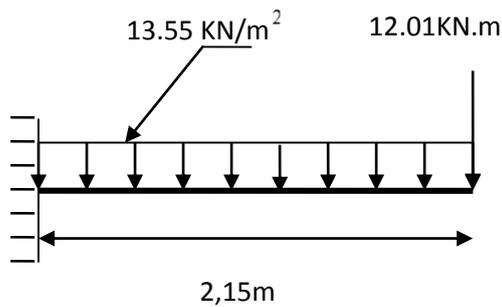


Fig.III.5.5. Schéma statique de la volée (I)

• **Evaluation des charges :**

$$G = 7.26 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.55 \text{ Kn/m}$$

$$P_s = G + Q = 9.76 \text{ Kn/m}$$

$$F_u = 1.35 \times 8.9 = 12.01 \text{ Kn} \quad (\text{La charge concentrée due au poids propre des murs extérieurs à l'ELU}).$$

$$F_s = 8.9 \text{ Kn} \quad (\text{La charge concentrée due au poids propre des murs extérieurs à l'ELS}).$$

• **Les sollicitations :**

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} + F \times l$$

$$M_U = \frac{13.55 \times 1,65^2}{2} + 12.01 \times 1,65 = 34.72 \text{ KN.m}$$

$$V_U = P_U \times l + F_U = 34.36 \text{ Kn}$$

$$M_{Ser} = 27.9 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

- ✓ **Armatures principales :**

$$M = 34.72 \text{ Kn.m} ; \quad \mu_{bu} = 0.169 ; \quad \alpha = 0.234 ; \quad z = 0.11 \text{ m} ; \quad A = 9.07 \text{ cm}^2$$

On opte 6 HA 14=9.24 cm².

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

- ✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisie : 4T10 = 3.14 cm²/m

- **Vérifications :**

- **à l'ELU :**

- ✓ **Vérification à l'effort tranchant :**

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

Tel que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

1,45 < 9.24 c'est vérifié.

- ✓ **Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 16\text{cm}$$

- **Calcul à l'ELS :**

- ✓ **la contrainte dans le béton :**

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

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

$$y^2 + 30 \times 9.24 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 9.24 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.54 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.72 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ la flèche :

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{0,14}{1,65} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0.0625$ condition vérifiée.

2. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.12} = 0.0077 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$ condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

Pour la volée (I):

• Les charges :

$$G = \frac{7.26}{\cos 28.4} = 8.25 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN/m}$$

• Les sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 11.64 \text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 18.61 \text{KN}$$

$$M_t^{\max} = 0.85 M_u = 9.89 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_u = -4.65 \text{KN.m}$$

$$q_s = G + Q = 10.75 \text{KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 7.75 \text{KN.m}$$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = 12.9 \text{KN}$$

• Le ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

En travée :

-Armatures principales :

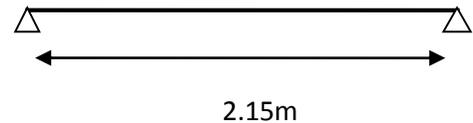


Fig.5.7. Schéma de la volée (I)

$$\mu_{bu} = 0.048$$

$$\alpha = 0.062$$

$$z = 0.117$$

$$A = 2.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Armatures de répartition :

$$A_s = \frac{A}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.022$$

$$\alpha = 0.028$$

$$z = 0.118$$

$$A = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{on choisit } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times 2,1 / 400 = 1,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{On a : } A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{18.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(18.61 \times 10^{-3} - \frac{4.65 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0.7 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Ecartement des barres :**

$$\text{Armatures longitudinales : } S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

❖ **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 la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\Sigma U_i$$

$$\Sigma U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 1 \times 3.14 = 12.56 \text{cm.}$$

$$\tau_{Ser} = \frac{7.75 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 0.95 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y \quad \text{tel que: } M_{Ser} = 7.75 \text{KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0.$$

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

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 4.71 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 4.8 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.8 < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

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

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

$$(1) : 0.058 < 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit vérifier la flèche.

$$M_{jser} = 2.43 \text{ KN.m} ; \quad M_{gser} = 4.25 \text{ KN.m} ; \quad M_{pser} = 6.3 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 54.14 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{sg} = 94.72 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{sp} = 140.25 \text{ MPa}$$

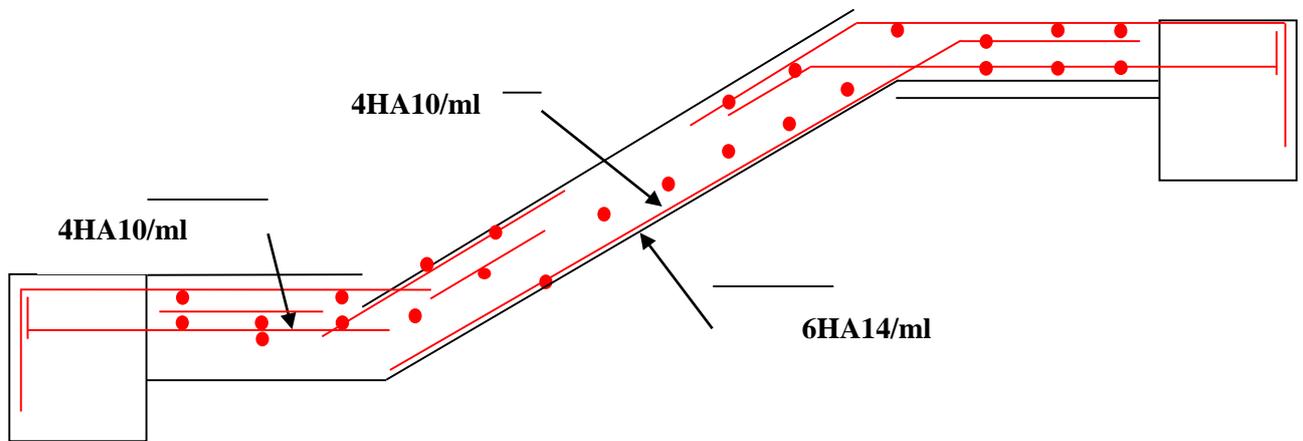
$$I_{f_{ij}} = 29209.42 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ig}} = 20540.53 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ip}} = 14771.01 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{vg}} = 32241.86 \text{ cm}^4$$

$$\Delta f_t \leq f_{adm} \quad \text{Tel que : } \Delta f_t = f_{gv} + f_{pu} - f_{ji} - f_{gi} = 0.76 + 0.7 - 0.16 - 0.4 = 0.9 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{250}{500} = 5 \text{ mm}$$

$\Delta f_t = 0.9 \text{ mm} \leq f_{adm} = 5 \text{ mm}$ condition vérifiée.

Schéma de ferrailage de l'escalier



• Schéma de ferrailage de l'escalier type(I) :

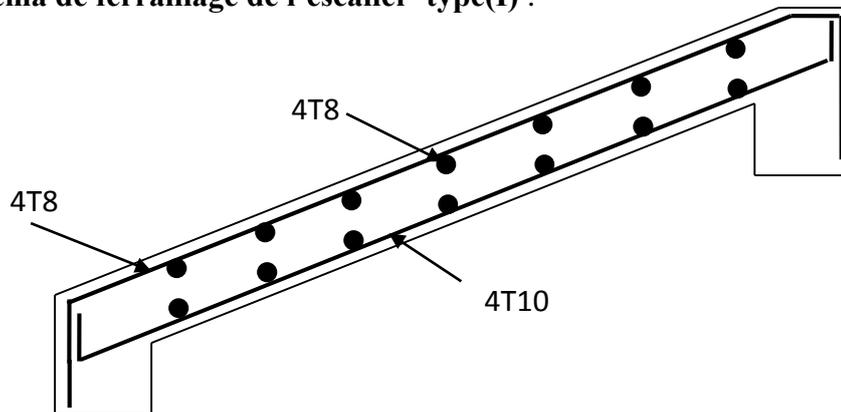


Fig.5.11. schéma de ferrailage des volées (I)

5.2 Étude de la poutre brisée :

La poutre inclinée se calcule en flexion et en torsion.

▪ Le pré dimensionnement :

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{415}{16} \leq h \leq \frac{415}{10}$$

$$25.93\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}.$$

On prend $h = 35\text{cm}$.

$$\text{Donc on prend : } \begin{cases} 35\text{cm} \\ 30\text{cm}. \end{cases}$$

▪ **Vérification des conditions du RPA :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{cases}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.

• **Calcul à la flexion simple :**

La poutre est soumise à son :

$$\text{Poids propre : } P = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62\text{KN/ml}.$$

$$\text{Poids de la paillasse inclinée } P_p = \frac{7.26}{\cos 28.4} = 8.25\text{KN/m} \quad \text{Poid du mur extérieur}$$

$$P_m = 2.62 \times 1.7 = 4.45\text{KN/ml}$$

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 20.89\text{KN/m}$$

• **Calcul des sollicitations :**

En travée :

$$M_t = \frac{P_u l^2}{24} = 14.99 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{P_u l^2}{12} = 29.98\text{KN.m}$$

• **Le ferrailage :**

En travée :

$$A_t = 1.32 \text{cm}^2.$$

En appuis :

$$A_a = 2.65 \text{cm}^2$$

- **Calcul à la torsion :**

Les contraintes dues à la torsion se calculent de la manière suivante :

$$\tau_{ut} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} \text{ Tel que :}$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 750 \text{cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14.99 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.00 \text{MPa}$$

- ✓ **Vérification de La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = 2.00 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

- **Le ferrailage :**

Armatures longitudinales :

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \text{ avec :}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 110 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{14.99 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.075} = 3.16 \text{cm}^2$$

Chapitre IV

Etude dynamique

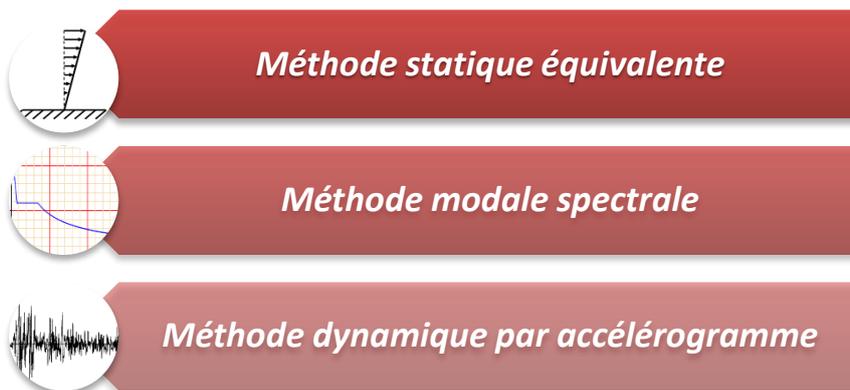
Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Méthodes utilisables :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :



Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

Méthode dynamique qui regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art (4.2.3))$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A: \text{coefficient d'accélération de la zone ; } \dots \dots \dots (RPA99/2003 \text{ tableau}(4.1)) \\ D: \text{facteur d'amplification dynamique moyen ; } \dots \dots \dots (RPA99/2003 (4.2)) \\ R: \text{coefficient de comportement global de la structure ; } \dots \dots \dots (RPA \text{ tableau}(4.3)) \\ Q: \text{facteur de qualité ; } \dots \dots \dots (RPA(4-4)) \\ W: \text{poids total de la structure } \dots \dots \dots (RPA(4-5)) \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Grouped'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} & RPA99/2003 \text{ (Formule 4.2)} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \text{D'après cours béton arme}$$

$$\text{D'où } \eta = 0.816$$

$$\text{On a un site ferme } S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} \text{ RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} \text{ RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

$H = 32.56 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 20 \text{ m} \\ L_y = 17 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.718; 0.660) = 0.660 \text{ s} \\ T_y = \min(0.721; 0.718) = 0.718 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.367 \\ D_y = 1.339 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ **RPA99/2003 (Formule (4-4))**

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV- 1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0

3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1 \\ Q_y = 1 \end{cases}$$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

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

Dans notre cas : $\beta = \{0.2 \text{ (habitation)}\}$

Dans notre cas, on a : $W = 34714.0948KN$ Poids de la structure

La force sismique statique à la base de la structure est :

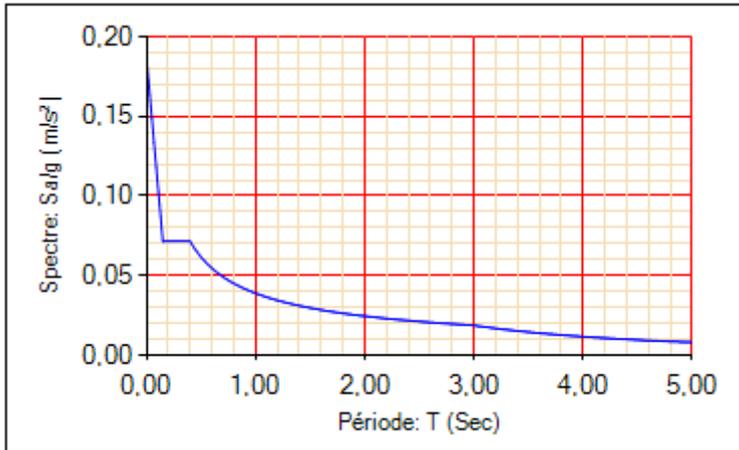
$$\begin{cases} V_x^{st} = 1137.608KN \\ V_y^{st} = 1114.099KN \end{cases}$$

Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

On écrit donc un programme **ETABS 2016** pour le calcul du spectre ce fait pour une période comprise entre 0 et 5s avec un pas de 0.01s.



Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **ETAB S2016**

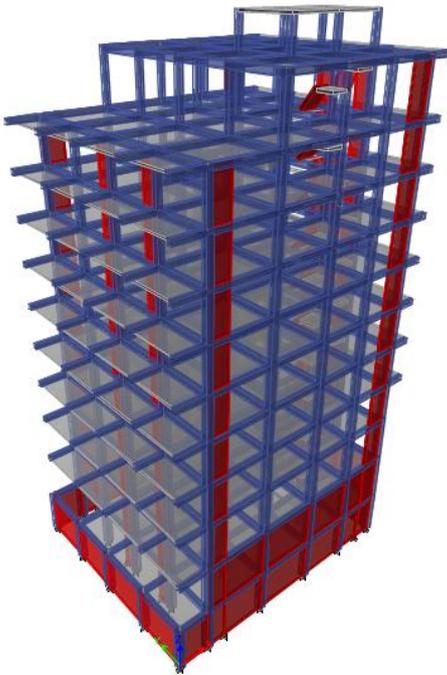


Figure IV. 1. Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel *ETABS2016*

Disposition des voiles de contreventement :

Notre structure présente une insuffisance d'emplacement des voiles, et ça a compliqué le choix de la disposition de ces derniers. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit :

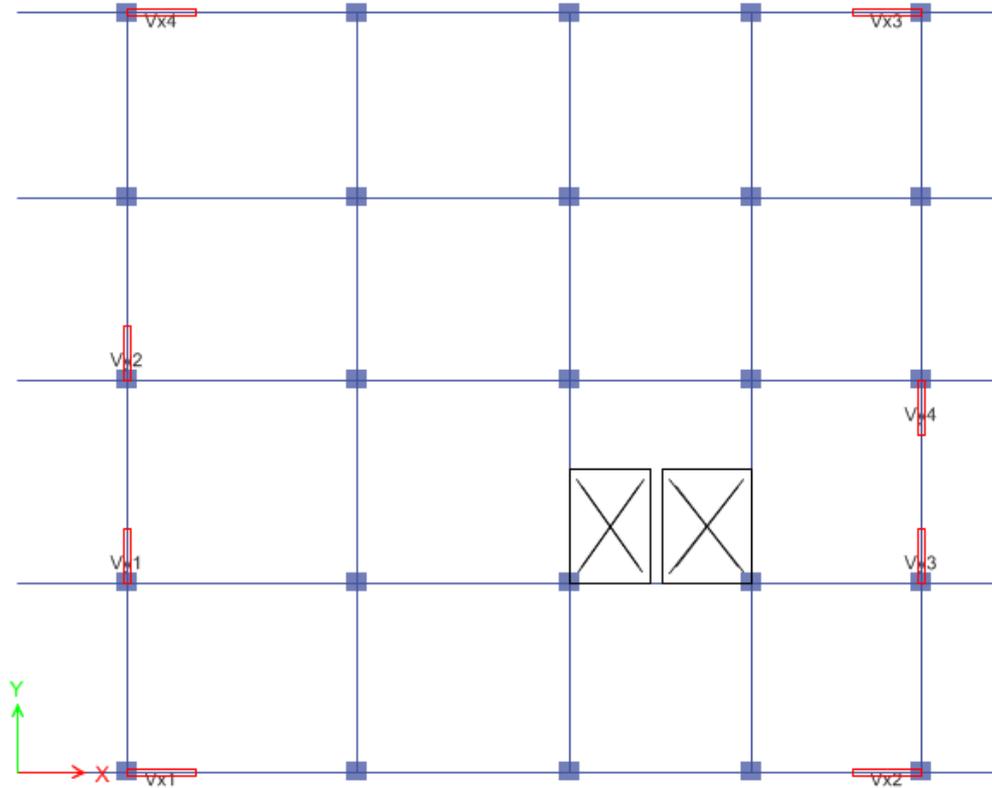


Figure IV. 2. Plans de disposition des voiles

Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qu'ils reviennent sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 2. Période et taux de participation massique de la structure.

modes	Période (s)	Masses U_x	Masses U_y
1	0.996	05603	0.0383
2	0.962	0.044	0.5374
3	0.747	0.0012	0.0526
4	0.321	0.0482	0.0457
5	0.314	0.0527	0.0466

6	0.236	0.0001	0.0105
7	0.188	0.001	0.0321
8	0.176	0.0366	0.0006
9	0.094	0.0002	0.0229
10	0.09	0.0001	0.0022

Analyse des résultats :

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 36% au bout du 8^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 7^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS 2016** dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.198 \text{ s} \\ T_y = 0.215 \text{ s} \end{cases}$

Les modes de vibrations :

Selon le **RPA** pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

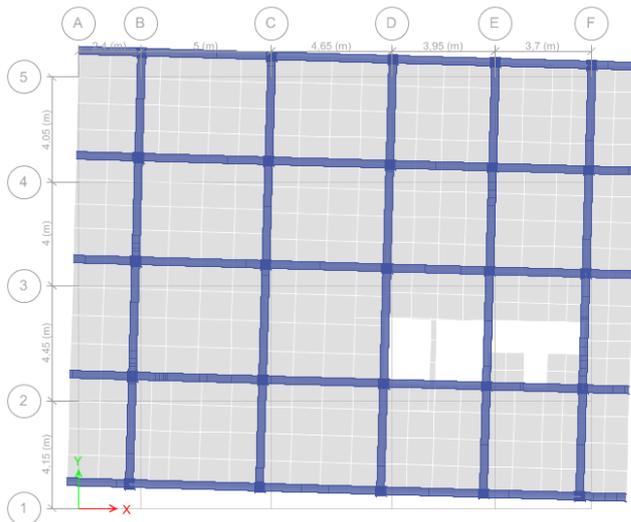


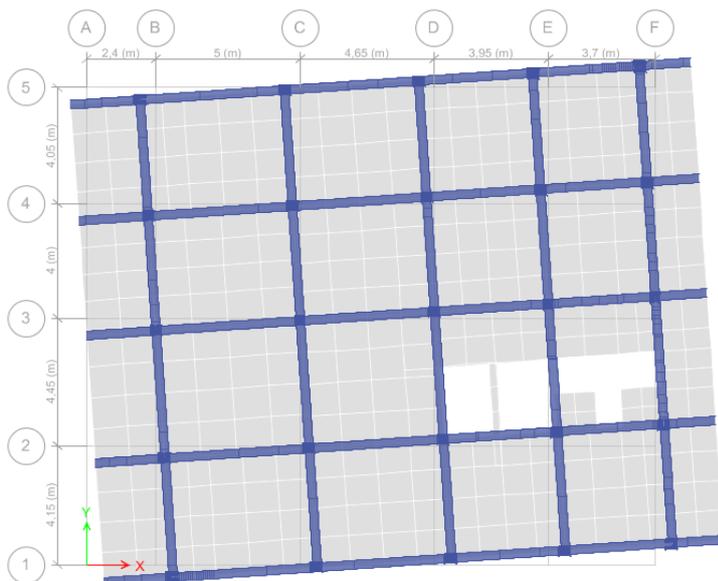
Figure IV. 3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



Figure IV. 4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est une rotation selon



l'axe Z-Z.

Figure IV. 5. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \text{RPA99/2003 (Art4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	V _{statique} (KN)	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	1422	1137.6	1446.670	Vérifiée
Y-Y	1313	1050.4	1313.25	Vérifiée

N.B : on remarque que la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux sens.

Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.a**)

Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 4. Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(% des charge verticales)	
	Portiques	voiles	Portiques	Voiles
RDC	25295.25	6035.06	80.73	19.26
1	22689.10	5064.54	81.75	18.24
2	19756.73	4414.28	81.25	18.26
3	16831.16	3759.04	80.97	18.25

4	13648.95	3358.25	79.67	19.7
5	10783.27	2728.33	79.08	20
6	8038.52	1777.05	78.90	18.10
7	5170.31	1326.66	78.73	20.4
8	2500	452.52	78.51	15.32

Analyse des résultats :

On remarque que, l'interaction voiles-portiques sous charge verticale n'est pas vérifiée dans les 5 derniers niveaux ou l'écart est de 4.35%, malgré après augmentation des sections des poteaux, et si on compare ces résultats aux résultats obtenus dans les autres testes précédant (testes de disposition des voiles) on peut dire que ces résultats sont les plus concluantsaux quels on a pu aboutir.

Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 5. Interaction sous charge horizontal.

Analyse des résultats :

niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	Voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
RDC	563.835	544.314	599.636	503.137	50.88	49.11	54.37	45.62
1	628.674	353.565	604.079	429.771	64.00	35.99	58.43	41.56
2	632.134	273.472	610.175	351.967	69.80	30.19	63.41	36.58
3	625.580	197.260	595.998	278.212	76.02	23.97	68.17	31.82
4	501.273	229.636	468.001	305.302	68.58	31.41	60.51	39.48
5	470.559	174.894	440.046	227.948	72.90	27.09	65.87	34.12
6	418.116	126.907	384.384	155.185	76.71	23.28	71.23	28.76
7	290.343	116.551	248.998	148.997	71.35	28.64	62.56	37.43

On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

8	188.913	51.720	155.822	45.294	78.50	21.49	77.47	22.52
---	---------	--------	---------	--------	-------	-------	-------	-------

Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (RPA99/2003 \text{ Art } 7.4.3.1)$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV- 6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N_d (KN)	v	observation
Sous sol	50	55	2750	1922.008	0.279	vérifiée
Entre sol	50	55	2750	1710.465	0.248	vérifiée
RDC	50	55	2750	1520.994	0.221	vérifiée
1	45	50	2250	1348.812	0.239	vérifiée
2	45	50	2250	1183.072	0.210	vérifiée
3	45	50	2250	1018.66	0.181	vérifiée
4	40	45	1800	855.215	0.190	Vérifiée
5	40	45	1800	696.122	0.154	Vérifiée
6	40	45	1800	539.257	0.119	Vérifiée
7	35	40	1400	382.125	0.109	Vérifiée
8	35	40	1400	232.125	0.066	Vérifiée

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit dans toute les niveaux est vérifiée donc

Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV- 7. Vérification des déplacements relatifs.

SONS X-X

	Story	Diaphragm	Load Case/Comb o	UX						
2	story	Diaphragm	comb	Ux(mm)	Sk(mm)	Sk-1(mm)	Dk(mm)	hk(mm)	Dk/hk <0,01	observation
4	E8	D1	EX Max	17,964	89,82	81,1	8,72	3910	0,00223018	vérifier
5	E7	D1	EX Max	16,22	81,1	72,93	8,17	3060	0,00266993	vérifier
6	E6	D1	EX Max	14,586	72,93	63,8	9,13	3060	0,00298366	vérifier
7	E5	D1	EX Max	12,76	63,8	53,485	10,315	3060	0,00337092	vérifier
8	E4	D1	EX Max	10,697	53,485	42,2	11,285	3060	0,00368791	vérifier
9	E3	D1	EX Max	8,44	42,2	30,675	11,525	3060	0,00376634	vérifier
10	E2	D1	EX Max	6,135	30,675	19,13	11,545	3060	0,00377288	vérifier
11	E1	D1	EX Max	3,826	19,13	8,685	10,445	3060	0,0034134	vérifier
12	RDC	D1	EX Max	1,737	8,685	1	7,685	3740	0,00205481	vérifier
13	ES	D1	EX Max	0,2	1	0,335	0,665	3910	0,00017008	vérifier
14	SS	D1	EX Max	0,067	0,335	0	0,335	3570	9,3838E-05	vérifier

SONS Y-Y

20			0							
27	story	Diaphragm	comb	UY(mm)	Sk(mm)	Sk-1(mm)	Dk'(mm)	hk(mm)	Dk/hk <0,01	observation
28	E8	D1	EY Max	14,913	74,565	75,745	-1,18	3910	-0,00030179	vérifier
29	E7	D1	EY Max	15,149	75,745	68,625	7,12	3060	0,0023268	vérifier
30	E6	D1	EY Max	13,725	68,625	61	7,625	3060	0,00249183	vérifier
31	E5	D1	EY Max	12,2	61	52,13	8,87	3060	0,00289869	vérifier
32	E4	D1	EY Max	10,426	52,13	42,17	9,96	3060	0,0032549	vérifier
33	E3	D1	EY Max	8,434	42,17	31,905	10,265	3060	0,00335458	vérifier
34	E2	D1	EY Max	6,381	31,905	21,295	10,61	3060	0,00346732	vérifier
35	E1	D1	EY Max	4,259	21,295	11,315	9,98	3060	0,00326144	vérifier
36	RDC	D1	EY Max	2,263	11,315	2,375	8,94	3740	0,00239037	vérifier
37	ES	D1	EY Max	0,475	2,375	0,385	1,99	3910	0,00050895	vérifier
38	SS	D1	EY Max	0,077	0,385	0	0,385	3570	0,00010784	vérifier

Analyse des résultat

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2° ordre (où effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

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

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonne7	Colonne8	Colonne9	Colonne10
Story	P	hk	VX	Dk	θ_k	VY	Dk	$\theta_k < 0,1$	Observation
	kN	mm	kN	mm	mm	kN	mm	mm	
E8	2597,8686	3910	249,8466	8,72	0,02318908	210,066	-1,18	-0,00373222	Vérifier
E7	5628,784	3060	453,6602	8,17	0,03312719	422,2761	7,12	0,03101535	Vérifier
E6	8589,3019	3060	607,9228	9,13	0,04215594	576,0345	7,625	0,0371559	Vérifier
E5	11549,8198	3060	736,7055	10,315	0,05284807	712,9631	8,87	0,04695808	Vérifier
E4	14510,3377	3060	847,3328	11,285	0,0631544	828,509	9,96	0,05700569	Vérifier
E3	17554,4143	3060	948,6889	11,525	0,06969186	930,9744	10,265	0,06325373	Vérifier
E2	20598,651	3060	1041,3798	11,545	0,07462806	1023,0989	10,61	0,0698096	Vérifier
E1	23642,8876	3060	1109,3985	10,445	0,07274447	1097,5672	9,98	0,07025521	Vérifier
RDC	26770,826	3740	1152,8861	7,685	0,0477142	1149,8472	8,94	0,05565287	Vérifier
ES	30639,3118	3910	1294,5913	0,665	0,00402523	1248,4516	1,99	0,01249061	Vérifier
SS	34652,7448	3570	1446,6704	0,335	0,00224773	1313,0186	0,385	0,00284616	Vérifier

Tableau IV : l'effet P- Δ **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003**, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux, avec réduction du nombre des voiles.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

Introduction

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS 2016**, 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.

Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS 2016** 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 (30 × 45).
- ✓ Poutres secondaires (30 × 40).

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 :

$$A_t = 0.003 . s . b$$

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 : $s \leq h/2$

Avec ϕ le plus petit diamètre des barres utilisées.

Sollicitation et ferrailage des poutres

Poutres	Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
	ELU		ELS		/
	Travée	Appui	Travée	Appui	/
Principale	107.04	132.02	45.74	60.59	179.17
Secondaire	39.73	82.97	19.99	59.01	56.96

		M _u (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} /BAEL (cm ²)	A _{min} /RPA (cm ²)	A ^{adop} (Cm ²)
PP	Travée	107.04	4.84	1.34	6	3T14+3T12=8.01
	Appui	132.02	6.82			6T14=9.24
Secondaire	Travée	39.73	1.16	1.16	5.25	3T14=4.52
	Appui	82.97	4.72			3T14+2T12=6.78

tableau V- 1. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

Pourcentage maximale d'armatures longitudinales dans les sections :

✓ **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales :**

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement.

Pourcentage minimale d'armatures longitudinales dans les sections :

✓ **Poutres secondaires**

$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

✓ **Poutres principales**

$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

Les longueurs de recouvrement

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante :

$$l_r = 40 \times \emptyset$$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

✓ **Poutres principales :**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.2, 1.29, 3)$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.4, 1.14, 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8 dans les sections nécessitant un étrier.

Et $A_t = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T8 et une épingle de T8 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 :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(10; 14.4) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(11.25; 12) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Remarques

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Vérification à l'ELU**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 :

Tableau V- 2. Vérification des contraintes tangentielles.

Tab.5.1 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Principale	179.17	0.81	3.33	Vérifié
Secondaire	56.96	0.38	4.34	Vérifié

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \cdot y_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{y_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

Tableau V- 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$V^{max}(kn)$	$M_a(kn.m)$	$A_l(cm^2)$	$A_l^{riv}(cm^2)$	$A_l^{int}(cm^2)$	Observation
Principale	179.17	132.02	9.24	2.67	-5.47	Vérifié
Secondaire	56.96	82.97	6.78	1.1	-3.84	Vérifié

Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot d \cdot A_s = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 MPa.$$

Tableau V- 4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	$M_{ser}(KN.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
Principale	Appui	-47.82	132724,22	15.28	5.51	15	Vérifiée
	Travée	47.65	113095.49	14.03	4.30	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-58.23	79614.02	12.53	9.16	15	Vérifiée
	Travée	34.63	78343.37	12.42	7.55	15	Vérifiée

Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** et **CBA 93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{3} \end{array} \right.$$

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	45	30	4.45	6.76	$0.082 \geq 0.06$	$0.082 \geq 0.032$	$0.005 \leq 0.01$
Secondaire	40	30	4.45	6.03	$0.078 \geq 0.06$	$0.078 \geq 0.034$	$0.005 \leq 0.01$

Tous les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Exemple de ferrailage

Ferrailage des poutres du RDC et des sous sols.

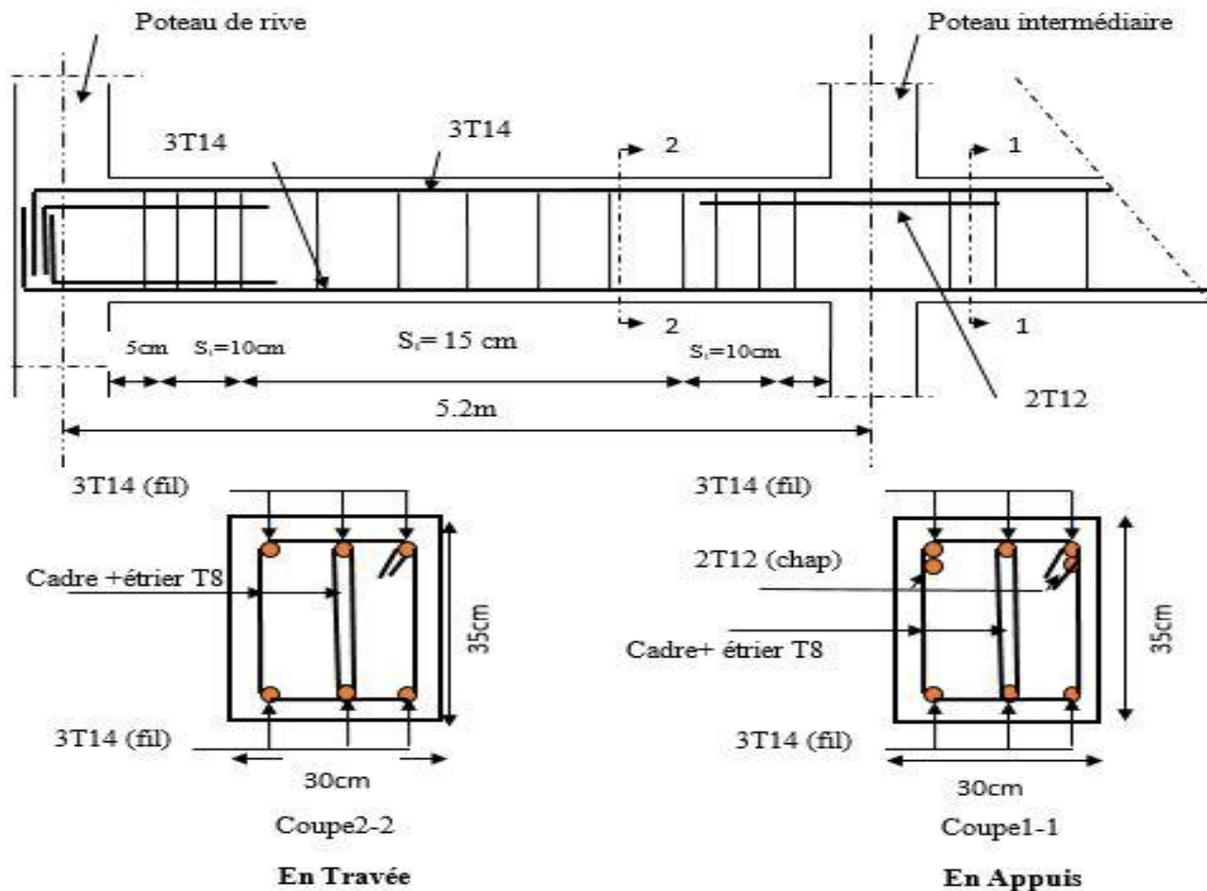


Fig. 7.31 Schéma de ferrailage des poutres secondaires

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :
0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :

40 ϕ en I et II

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone I et II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

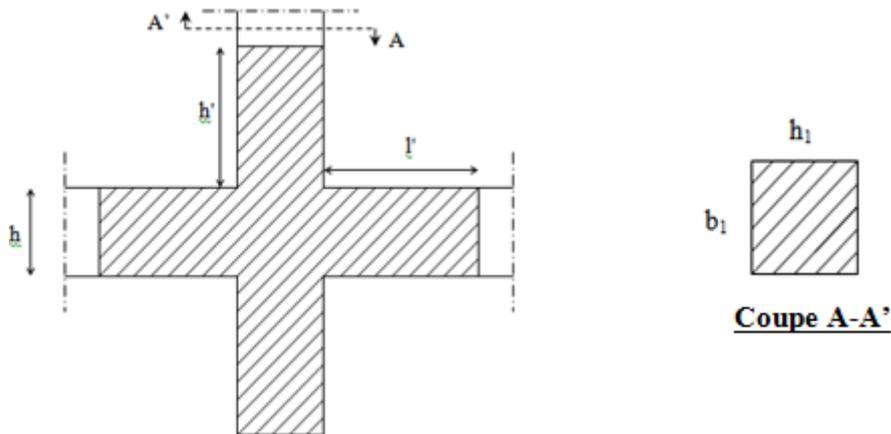


Figure V- 1. Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II}$$

✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et II}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

$$\checkmark \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en \% est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum ;
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Calcul de ferrailage

Ferrailage longitudinal

Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul en flexion composée ;
- ✓ Fissuration peu nuisible ($e = 3$ cm).

Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **SAP2000 V14**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V- 6. Sollicitations et ferrillages dans les poteaux.

Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	Type	A _{cal} (cm ²)	A _{RPa} ^{min} (cm ²)	A _{RPa} ^{max} (cm ²)		A _{choisi} t (cm ²)	Ferrillage
							z ^{rec}	z ^{cour}		
Sous-sol +RDC+ Entersol	50×55	2620.86	3.01	SEC	0	22	110	165	22.24	8T16+4T14
		-432.45	50.57	SET	9.52					
		1403.37	100.30	SEC	0					
1et2 ^{ème} 3étage	50×45	1795.51	14.50	SEC	0	18	90	135	20.33	8T14+4T16
		-75.57	20.40	SPC	2.56					
		773.78	95.43	SEC	0					
4 ^e étage+5 +6	45×40	1119.73	2.87	SEC	0	14.4	72	108	15.21	4T14+8T12
		19.31	27.38	SPC	1.87					
		529.45	68.96	SPC	0					
7+8 ETAGE	40×35	506.58	2.13	SEC	0	11.2	56	84	12.32	8T14
		-40.16	19.73	SPC	2.42					
		18.39	54.61	SPC	4.91					

Exemple de calcul :

Le calcul de ferrillage se fera pour un seul poteau de RDC (50-55) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le **tableau V-6** précédant :

Données :

Soit : N_{min} = 3819.82 KN ; M_{corres} = 146.42 KN.m

b = 50 cm ; h = 55 cm ; d = 67 cm ;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.038 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 146.42 \times 10^{-3} + 3819.82 \times 10^{-3} \left(0.67 - \frac{0.55}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 1.369 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 3819.82 \times 10^{-3}(0.67 - 0.03) - 1.369 = 1.076 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times (0.50)^2 \times 18.48 = 1.916 \text{ MN.m}$$

Donc :

$1.076 < 1.916 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.369}{0.7 \times (0.65)^2 \times 18.48} = 0.236 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.342 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.58 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 59 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -36.49 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0$

Vérification du ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau V- 7. Vérification du ferrailage transversal.

Niveau	S.sols et RDC	Etages 1, 2 et 3	Etages 4-5-6	Etage 7et8
Section(cm ²)	55×50	50×45	45×40	40×35
ϕ_l^{min} (cm)	1.6	2	1.2	1.4
l_f (cm)	245.7	176.4	176.4	176.4
λ_g	3.51	2.71	2.94	3.21
V (KN)	159.94	103.95	88.17	47.43
$t_{z,nodale}$ (cm)	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	10	10	10	10
P	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	2.14	1.5	1.38	0.81
A_t^{min} (cm ²)	5.7	4.8	4.4	3.75
A_t^{adop} (cm ²)	6HA12 = 6.79	7HA10 = 5.5	6HA10 = 4.71	2HA10 + 4HA8 = 3.58

Vérifications nécessaires

Vérification au flambement

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

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

On doit vérifier que :

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

Avec :

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

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

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V- 8. Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	b (m)	h (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
S.sols et RDC	0,55	0,5	2,457	12,14	0,83	39,84	0,4624	8257,42	3819,82	vérifiée
1,2 et 3	0,50	0,45	1,764	10,17	0,84	31,98	0,3654	6618,37	2531,6	vérifiée
4-5-6	0,45	0,40	1,764	11,10	0,83	26,9	0,3074	5501,44	1681,92	vérifiée
7et8	0,40	0,35	1,764	12,21	0,83	22,24	0,2544	4552,28	245,89	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

Vérification des contraintes

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Nous avons deux cas, pour le RDC, les étages courants du 1-9, nous avons des S.E.C et pour l'étage 10 nous avons une S.P.C.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ca sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

Figure V- 2. Section d'un poteau.

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

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A'+A)} \text{ et } V' = h - V$$

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau V- 9. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	RDC et les deux S.sols	1,2 et 3	4 - 9
Sections (cm ²)	55×50	50×45	45×40
d (cm)	65	64	60
d' (cm)	3	3	3
A (cm ²)	19.92	15.99	13.45
A' (cm ²)	19.92	15.99	13.45
N _{ser} (KN)	2312.43	1846.75	1227.41
M _{ser} (KN.m)	72.73	37.34	52.92
Type de section	SEC	SEC	SEC
V (cm)	35	32.5	30
V' (cm)	35	32.5	30
M _G ^{ser} (KN.m)	72.73	37.34	52.92
I _{yy'} (cm ⁴)	2612775.733	1790583.925	1284151.5
S (cm ²)	5497.6	4379.7	3703.5
σ _{bc1} (MPa)	5.18	4.89	4.55

σ_{bc2} (MPa)	3.23	3.54	2.08
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Concernant l'étage 10, la section à ce niveau est une section partiellement comprimée (SPC) donc les notes de calcul sont les suivantes :

Les données :

$$N_{ser} = 182.96 \text{ KN} ; M_{ser} = 46.51 \text{ KN.m}$$

$$h = 55 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; d = 52 \text{ cm}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{46.51}{182.96} = 0.254 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.55}{6} = 0.092 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression } c \text{ est en dehors du noyau central.}$$

N_{ser} est un effort de compression et le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul de centre de pression :**

$$c = e_G - \frac{h}{2} = 0.254 - 0.275 = -0.021 \text{ m}$$

Par convention de signe, on prend : $c = 0.021 \text{ m}$

$$\text{On a : } y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Tel que :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (2.1)^2 - 90 \times \frac{11.12}{50} (2.1 - 3) + 90 \times \frac{11.12}{50} (52 - 2.1) \\ q = -2 \times (2.1)^3 - 90 \times \frac{11.12}{50} (2.1 - 3)^2 - 90 \times \frac{11.12}{50} (52 - 2.1)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = 1003.58 \\ q = -49874.78 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } 4p^3 + 27q^2 = 4 \times (1003.58)^3 + 27 \times (-49874.78)^2 = 7.12 \times 10^{10} > 0$$

\Rightarrow Une seule racine réelle.

$$\Rightarrow \begin{cases} \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 2.64 \times 10^9 \\ \sqrt{\Delta} = 51354.05 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 101228.83 \\ z = t^{1/3} = 46.61 \end{cases}$$

$$\text{On a : } y_c = z - \frac{p}{3z} = 39.43 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } -c \leq y_c \leq h - c \text{ avec } c > 0 \Rightarrow 2.1 \leq y_c = 39.43 \leq 52.9$$

✓ **La distance entre l'axe neutre est la fibre la plus comprimée (y) :**

$$y = y_c + c = 39.43 + 2.1 = 41.53 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y$$

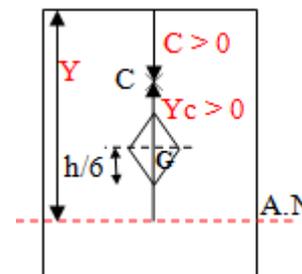


Figure V- 3. Position de l'axe de poussé à l'ELS.

Avec :

$$\begin{aligned}\mu_t &= \frac{b}{2}y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)] \\ &= \frac{50}{2}(41.53)^2 + 15[11.12 \times (41.53 - 3) - 11.12 \times (52 - 41.53)] \\ &= 47798.93 \text{ cm}^2 \approx 0.0478 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{182.96 \times 10^{-3}}{0.0478} \times 0.4153 = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V- 10. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC et les deux S.sols	55×50	3.51	0.04	67	159.94	0.34	1	Vérifiée
1,2 et 3	50×45	2.71	0.04	62	103.95	0.28	1	Vérifiée
4-5-6	45×40	2.94	0.04	57	88.17	0.28	1	Vérifiée
7-8	40×35	3.21	0.04	52	47.43	0.18	1	Vérifiée

Vérification de la zone nodale :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques apparaissent dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

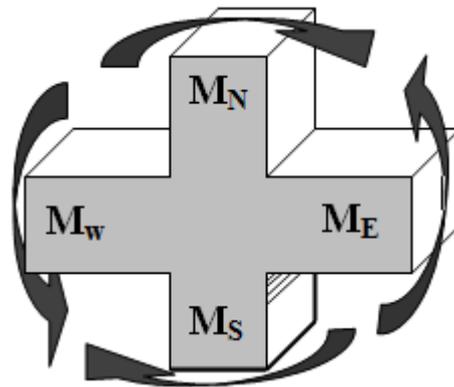


Figure V- 4. Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau V- 11. Moment résistant des poteaux.

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC et S. sol+entre sol	0,5	0,45	19,92	348	436,73
Etages 1-2-3	0,45	0,40	15,99	348	325,52
Etages 4+5+6	0,4	0,36	13,45	348	252,75
Etage 7+8	0,35	0,31	11,12	348	191,55

Tableau V- 12. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	A _s (m ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC et S. sol	P.P	0,45	0,41	6,79	348	96,88
	P.S	0,4	0,36	6,03	348	75,54
Etages courants	P.P	0,45	0,41	8,42	348	120,14
	P.S	0,4	0,36	6,16	348	77,17

Terrasse inaccessible	PP	0,45	0,41	6,79	348	96,88
	PS	0,4	0,36	6,03	348	75,54

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau V- 13. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						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)	
Sous sol	436,73	436,73	873,46	96,88	96,88	242,2	vérifiée
Entre sol	436,73	436,73	873,46	96,88	96,88	242,2	vérifiée
RDC	325,52	436,73	762,25	120,14	120,14	300,35	vérifiée
1	325,52	325,52	651,04	120,14	120,14	300,35	vérifiée
2	325,52	325,52	651,04	120,14	120,14	300,35	vérifiée
3	252,75	325,52	578,27	120,14	120,14	300,35	vérifiée
4	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée
5	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée
6	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée
7	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée
8	252,75	252,75	505,5	120,14	120,14	300,35	vérifiée

Tableau V- 14. Vérifications des zones nodales poutres secondaires.

Niveaux	Poutres secondaires						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)	
Sous sol	436,73	436,73	873,46	75,54	75,54	188,85	vérifiée
entre sol	436,73	436,73	873,46	75,54	75,54	188,85	vérifiée

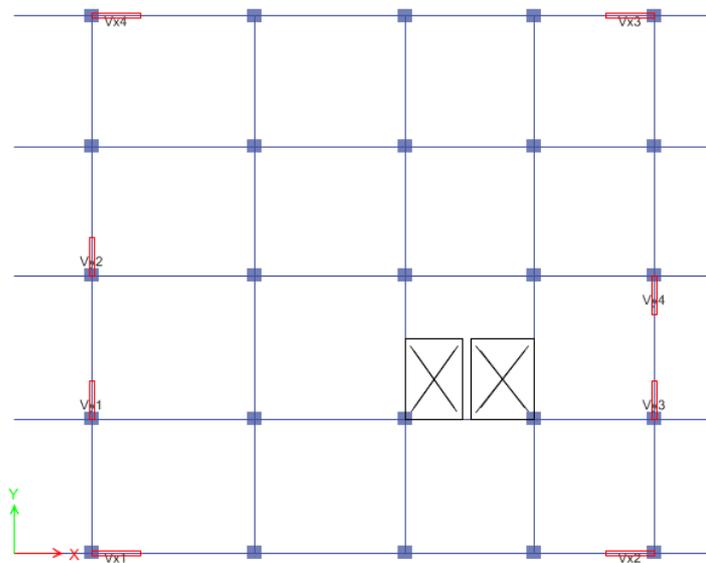
RDC	325,52	436,73	762,25	77,17	77,17	192,925	vérifiée
1	325,52	325,52	651,04	77,17	77,17	192,925	vérifiée
2	325,52	325,52	651,04	77,17	77,17	192,925	vérifiée
3	252,75	325,52	578,27	77,17	77,17	192,925	vérifiée
4	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
5	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
6	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
7	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée
8	252,75	252,75	505,5	77,17	77,17	192,925	vérifiée

Etude des voiles

Définition

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (l, a : respectivement longueur et épaisseur du voile).

Disposition parasismique des voiles



Disposition des voiles

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 :

- $1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \textcircled{1}$

- $G + Q \pm E$ 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 tranchant, 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'espacement 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 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ 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.

Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **SAP2000 V14**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V- 15. Sollicitations dans le voile du RDC.

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)	
RDC	2620.86	3.01	100.30	1403.37	432.45	50.57	92.63

Ferraillages

Le calcul de ferraillage 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 ferraillage choisit est le plus défavorable entre les deux sections.

comprimée et le calcul de ferraillage se fera par assimilation à la flexion simple.

Dans notre cas :

Calcul du ferraillage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à $x-x'$ et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M , N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone

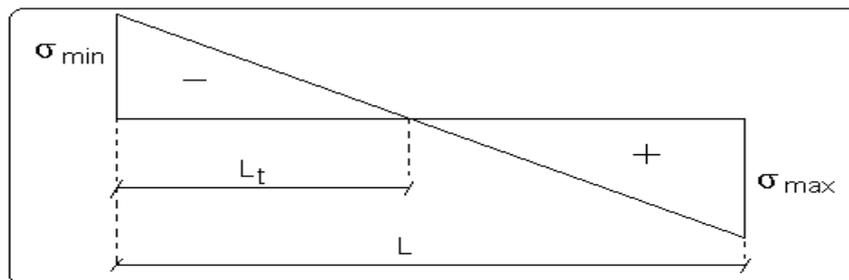
tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.75 \text{ m}, d = 1.10 \text{ m}, e = 0.15 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 2620.86 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 3.01 \text{ KN.m. (Combinaison } G+Q+E_x).$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 92.63 \text{ KN}$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 100.30 \text{ KN.m (Compression)} \rightarrow N_{cor} = 1403.37 \text{ KN}$$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 4.85 \text{ m} > (h/2) = 1.25 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 100.30 + 1403.37 \times (1.75 - 1.10) = 902.20 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 902.20 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0988 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.129 \rightarrow z = 2.323 \text{ m} \rightarrow A_l = 17.69 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 6.83 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 9.16 \text{ MPa}; \quad \sigma_{min} = -7.71 \text{ MPa}$$

$$L_t = 1.14 \text{ m.}$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$N_{min} = 432.45 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = 50.57 \text{ KN.m. (Combinaison } 0.8G+E_x).$

a). Armatures verticales :

$$e_G = 78.86\text{m} > (h/2) = 1.25\text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 432.45 + 50.57 \times (1.75 - 1.1) = 708.72 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{UA} = 708.72 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.080 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.104 \rightarrow z = 2.35 \text{ m} \rightarrow A_l = 7.04 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 6.93 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{x1}

$$A_{V(ZT)} = 13.78 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 1.80 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

- **Vérfications:**

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 15 \times 123 = 3.69 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 245 \times 15 \times 2.1 / 400 = 4.43 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(\text{ZC})} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 15 \times (1.75 - 2 \times 123) = 0.06 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{\min(\text{ZG})} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 1.75 = 5.625 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(ZT)} = 13.78 \text{ cm}^2.$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile

Ferraillage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile V1 /3-5-6+7+8

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	1,75	B (m ²) =	0,412
e (m) =	0,15	I (m ³) =	0,107
V' (m) =	0,647	h (m) =	3,06
V (m) =	1,103		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	170,34	σ_{max} (KN /m ²)	1126,286
M (KN.m)	87,17	σ_{min} (KN /m ²)	-299,393
V (KN)	248,6318	Lc (m)	1,383
		Lt (m)	0,367

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferraillage Vertical

1°/ Section de ferraillage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	τ_{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 0,93

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,45	d2 (m)	0,3	d3 (m)	0
e1 (m)	0,4	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0
σ_1 (KN/m ²)	67,7102	σ_2 (KN/m ²)	312,4456	σ_3 (KN/m ²)	312,4456
N1 (KN)	-20,852	N2 (KN)	11,405	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	0,5213	Av2 (cm ²)	0,2852	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 6,8373745

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	6,18
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	2,625
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	4,8

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 22,5 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferraillage choisie

4T14+8T12 ≅15,21 cm ²	2*(4T10)/15cm ≅6,28 cm ²	2 nappes T10/15
-------------------------------------	--	--------------------

III.°/ Ferraillage Horizontale

1°/ Section de ferraillage R.P.A

AH1 (cm ²)	0,130325	AH2 (cm ²)	0,0713	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

I,4 V (KN)	348,08452		
τ (MPa)	1,326036267	≤	τ_{adm} (MPa) = 5

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)					
Voile V1/SS au 2e					
I.°/ Caracteristiques géométriques					
L (m) =	1,465	B (m ²) =	0,465		
e (m) =	0,2	I (m ⁴) =	0,079		
V' (m) =	0,546	h (m) =	3,06		
V (m) =	0,919				
II.°/ Calcul Des Contraintes					
Normale / Accidentelle (1/2)		2			
N (KN)	138,07	σ _{max} (KN /m ²)	1496,535111		
M (KN.m)	173,57	σ _{min} (KN /m ²)	-902,6856486		
V (KN)	189,33	L _t (m)	0,914		
		L _c (m)	0,551		
→ Section Partiellement comprimée					
II.°/ Ferrailage Vertical					
1°/ Section de ferrailage					
Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400		
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400		
Ft28 (Mpa)	2,1	Tadm (MPA)	5		
d (m) ≤ 0,61		Prendre 3 Tronçons			
Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0,55	d ₂ (m)	0,364	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0,5	e ₂ (m)	0,2	e ₃ (m)	0,2
σ ₁ (KN/m ²)	-359,4941	σ ₂ (KN/m ²)	0	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-173,55	N ₂ (KN)	-13,086	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	4,3388	Av ₂ (cm ²)	0,3272	Av ₃ (cm ²)	0
Av _j (cm ²)	5,206575				
3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA					
Dans tous le voile		Amin (cm ²)	6,975		
Dans la zone comprimée		Amin (cm ²)	2,93		
Dans la zone tendue		Amin (cm ²)	6,956		
4°/ Espacement des barres					
St (cm) ≤ 30		On prend		St (cm) = 10, 15, 20	
5°/ Ferrailage choisie					
8T16+4T14 ≅22,24 cm ²		2*(3T12)/10cm =6,79 cm ²		2 nappes T10/10	
III.°/ Ferrailage Horizontale					
1°/ Section de ferrailage R.P.A					
AH1 (cm ²)	1,0847	AH2 (cm ²)	0,0818	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml = 7.04 cm ²	Cadre	2*7T8 e=15cm /ml = 7.04 cm ²	Cadre	2*7T8 e=15cm /ml = 7.04 cm ²
IV.°/ Contraintes de Cisaillement					
I,4V (KN)	265,062	≤	Tadm (MPA)	5	
τ (MPA)	0,936614841				

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x1})

Exemple de ferrailage du voile V_{x1}

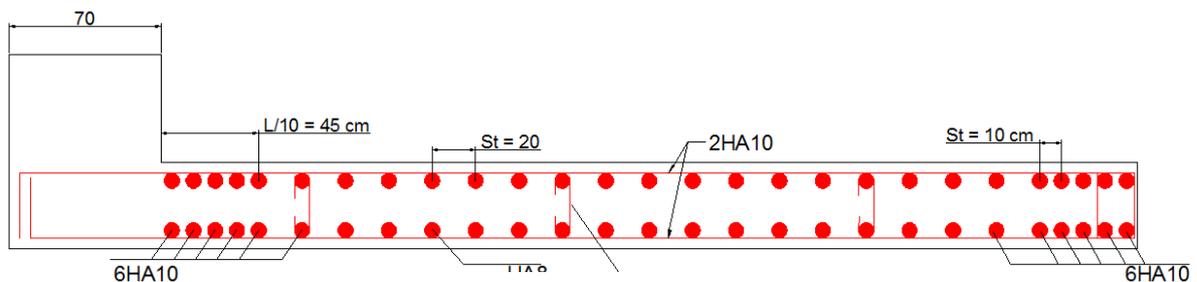


Fig. V. 5 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})

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.

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.

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.

Etude des fondations

Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

ELS

Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS 2016**

N = 1902.84 KN a ELS

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1.7bar$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a}b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$A \geq \sqrt{\frac{N \times a}{\bar{\sigma}_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{1902.84 \times 0.7}{170 \times 0.7}}$$

$$\Rightarrow A \geq 3.08 \text{ m}$$

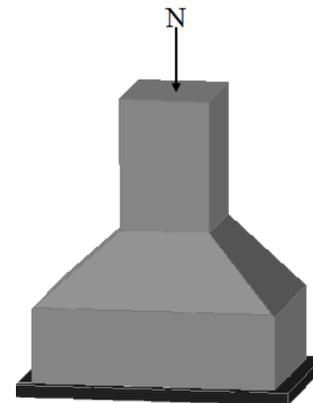


Figure VI. 1. Semelle isolée.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 2.2 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour tiré les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 1. Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files de portiques	①	②	③	④	⑤
La somme des efforts total max (KN)	3106.31	7043.09	7590.19	7078.49	3050.97

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro 3 est la plus sollicitée.

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

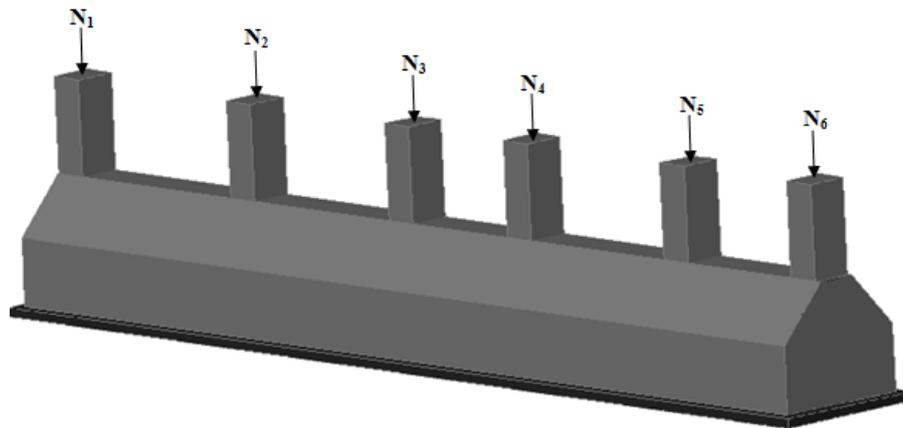


Figure VI. 2. Semelle filante.

$$\begin{cases} N_1 = 66.397 \text{ KN} \\ N_2 = 1521.58 \text{ KN} \\ N_3 = 1902.84 \text{ KN} \\ N_4 = 1800.46 \text{ KN} \\ N_5 = 1482.86 \text{ KN} \\ N_6 = 816.065 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \sum_{i=1}^6 = 7590.19 \text{ KN}$$

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $L = 20 \text{ m}$; $N = 7590.19 \text{ KN}$; $\sigma_{sol} = 170 \text{ KPa}$

On a:

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{7590.19}{170 \times 20} \Rightarrow B \geq 2.22 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.2 m, on remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles filantes, ce type de fondations ne convient pas aussi à notre cas.

Donc on opte pour un radier général.

Etude 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).

Pré dimensionnement

Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases} \text{ Avec :}$$

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 445 \text{ cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{445}{20} = 22.25 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{445}{10} = 44.5 \text{ cm} \end{cases}$$

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 :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4.45)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 62 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 65 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.65)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 2.93 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.45 \leq \frac{\pi}{2} \times 2.93 = 4.59 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la surface du radier :

On a : $N = 40485.94 \text{ KN}$

Soit :

$$S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{40485.94}{170} = 238.15 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{radier} = S_{batiment} = 328 \text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\begin{cases} \text{hauteur de la nervure } h_t = 65 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 30 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \\ \text{la surface du radier } S_{rad} = 328 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérifications diverses :

Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 0.17 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **ETABS 2016** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 10483.005 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 11.59 \text{ m} \\ I_y = 18375.686 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 8.56 \text{ m} \end{cases}$$

Les efforts transmis au sol sont déterminé par ces deux méthodes :

✓ Première méthode :

On calcul le point d'application de l'effort N puis on calcule l'excentricité par rapport au centre de gravité du radier.

On nomme X_t et Y_t la position de l'effort N avec :

$$X_t = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i} \text{ et } Y_t = \frac{\sum N_i Y_i}{\sum N_i}$$

Calcul des excentricités :

$$e_x = X_t - X_g \text{ et } e_y = Y_t - Y_g$$

Calcul des moments :

$$M_x = N \times e_y \text{ et } M_y = N \times e_x$$

Après calcul on a :

$$X_t = \frac{431913.39}{40485.94} = 13.29 \text{ m} ; Y_t = \frac{350203.38}{40485.94} = 8,65 \text{ m}$$

$$e_x = 13,29 - 11,59 = 1.7 \text{ m} ; e_y = 8,65 - 8,56 = 0.09 \text{ m}$$

$$M_x = 40485.94 \times 0.09 = 3.64 \text{ MN.m} ; M_y = 40485.94 \times 1.7 = 68.83 \text{ MN.m}$$

Les efforts extraits à partir du **ETABS 2016** sont :

$$M_x = 3.89 \text{ MN.m} ; M_y = 68.795 \text{ MN.m}$$

On remarque que les efforts sont relativement identiques.

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{40485.94}{328} + \frac{3.64}{10483.005} \times 8.56 = 0.125 MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{40485.94}{328} - \frac{3.64}{10483.005} \times 8.56 = 0.115 MPa \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.125 + 0.115}{4} = 0.12 MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 0.17 MPa$$

En remarquant que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

/

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{40485.94}{328} + \frac{68.75}{18375.686} \times 11.59 = 0.148 MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{40485.94}{328} - \frac{68.79}{18375.686} \times 11.59 = 0.125 MPa \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.148 + 0.125}{4} = 0.14 MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 MPa$$

Dans ce sens aussi la contrainte est vérifiée.

Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = \min(2.5 MPa; 4 MPa) = 2.5 MPa$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{40485.94 \times 4.45}{2 \times 328} = 274.63 KN$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{274.63 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.109 m$$

On prend : $d = 12cm$

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 normale.

h_t : hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55×50) cm², le périmètre d'impacte U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A \times B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 0.65 = 1.2m \\ B = b + h_t = 0.5 + 0.65 = 1.15 m \end{cases}$$

Soit : $U_c = 2.76 m^2$ et $N_d = 1.902 KN$

$$N_d = 1.902 MN > 0.045 \times 6.2 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 1.345 MN \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = (3.91 \times 2) + 0.65 = 8.47 m$) ;

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 328 m^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 KN/m^3$).

$$N = 40485.94 KN \geq 1.15 \times 8.47 \times 328 \times 10 = 31948.84 KN \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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**

$$e = \frac{68.79}{40485.94} = 1.6 < \frac{25}{4} = 6.25 m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{3.64}{40485.94} = 0.09 < \frac{17.6}{4} = 4.4 m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Ferraillage du radier

Calcul des sollicitations

$$\text{On a: } Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

✓ **Calcul du poids de radier**

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.3 \times 25 \times 328 = 2460 KN$$

✓ **Calcul du poids de la nervure**

$$P_{rad} = b_{a.pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner} = 0.7 \times 25 \times 0.65 \times 204.33$$

$$= 1826.2 \text{ KN}$$

Avec :

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a :

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 55749.75 \text{ KN} \\ N_{rad} = 2460 \text{ KN} \\ N_{ner} = 1826.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 61536.12 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{61536.12}{328} = 187.61 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\begin{cases} l_x = 4.45 - 0.55 = 3.9 \text{ m} \\ l_y = 5 - 0.5 = 4.5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.9}{4.5} = 0.86 > 0.4$$

\Rightarrow la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0419 \times 187.61 \times 3.9^2 = 119.56 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8661 \times 119.56 = 103.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 119.56 = 101.63 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 77.86 = 88.02 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 119.56 = -59.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 2. Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M_s (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	101.63	21.09	2.472	21.99	7HA20	15
	y-y	88.02	17.90	2.4	18.10	9HA16	12
Appui		-59.78	11.59	2.472	12.06	6HA16	18

Condition de non fragilité

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0.94 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.94}{2}\right) \times 0.3 \times 1 = 2.472 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérifications à l'ELS

$$\text{On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = N_s^{cal} + N_{rad} + N_{ner} = 46272.31 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_s = \frac{46272.31}{328} = 141.07 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques

$$\text{On a: } \rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 89.90 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 77.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 76.41 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 66.18 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes Tableau VI- 3. Vérification des contraintes à l'ELS.

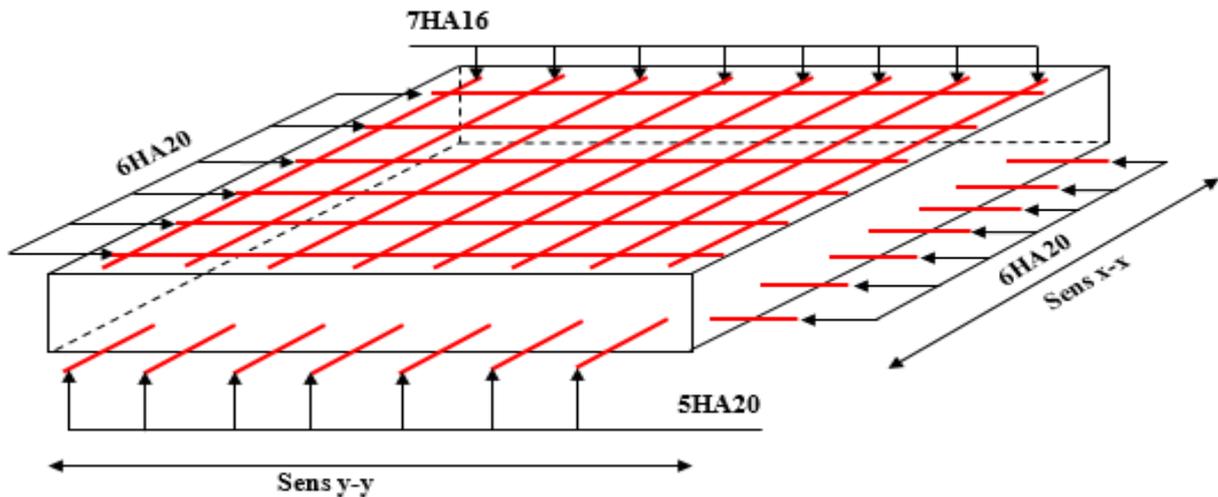
Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	76.41	7.869	107547.53	13,076 < 15	<i>vérifiée</i>	296,12 > 201.63	<i>N.vérifiée</i>
	y-y	66.18	7.869	93730.74	12,658 < 15	<i>vérifiée</i>	323,4 > 201.63	<i>N.vérifiée</i>
Appui		-45	7.869	69330.84	9,429 < 15	<i>vérifiée</i>	307,74 > 201.63	<i>N.vérifiée</i>

2

Tableau VI- 4. 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	S _t (cm)
Travée	x-x	76.41	11.2	0.434	16.63	18.85	6HA20	15
	y-y	66.18	10.2	0.446	15.43	15.71	5HA20	10
Appui		-45	6.56	0.376	10.52	12.06	7HA16	10

Schéma de ferrailage.



VI5 Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.77 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

* Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.}$$

* Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.}$$

$$q_u = 114.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 109.46 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4.05	4.77	363.31	151.2	790.51	2.01	584.95
B-C	4	4	304.66	790.51	573.47	2.64	273.15
C-D	4.45	4	304.66	573.47	790.51	2.35	273.15
D-E	4.15	4.77	363.31	790.51	151.2	2.75	584.95

Tableau VII.4 Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Sens transversal (y-y):

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_2' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P = P_2 + P_2'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l_y (m)	l'_y (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	5.62	5.62	515.1	295.7	1510.4	2.39	1172

B-C	5.19	4.15	475.7	1510.4	586.17	2.97	502.67
C-D	6.46	5.17	590	586.17	1859.6	2.89	1887.74
D-E	5.57	5.57	510.6	1859.6	280.6	2.13	614.85

Tableau VII.5 Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=1.10m$$

$$h_0=0.65m$$

$$b_0=0.60m$$

$$d=0.62m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{6.46}{10}; \frac{5.00}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.64; 2.5)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.65m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.90m$$

ses résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

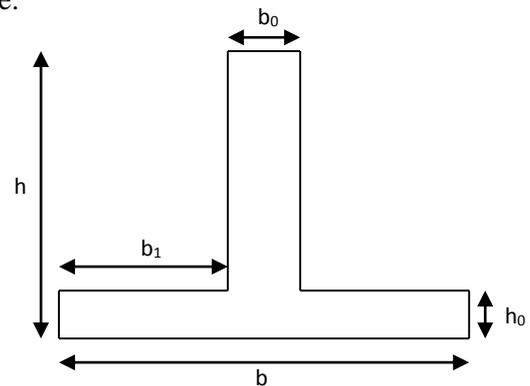


Fig VII.3.5 Section à ferrailer

Tableau VII.5 Résumé des résultats.

Sens	Localisation	$M_u(KNm)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
X-X	Travée	584.95	15.95	24.1	8T16=16.18
	Appui	790.51	22.63	7.6	8T20=25.13
Y-Y	Travée	1887.74	53.4	24.1	12T16=58.91
	Appui	1859.60	57.25	7.6	12T16=58.91

vérification des contrainte Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 Résumé des résultats.

Sens	Localisation	M _{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	454.72	3.73	15	172.4	240
	Appui	638.45	7.14	15	189.3	240
Y-Y	Travée	1120.49	10.08	15	207.2	240
	Appui	1413.17	12.84	15	214.8	240

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 1.7MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.85MPa < 2.5MPa.$$

Armatures transversales *Béton Armé IUP GCI3 (Article 3.2.1)*

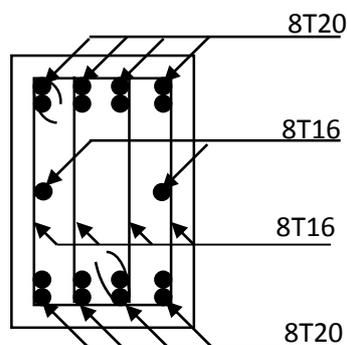
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(31.4; 60; 20) = 20mm \text{ soit } \phi_t = 10mm.$$

➤ Espacement des aciers transversaux :

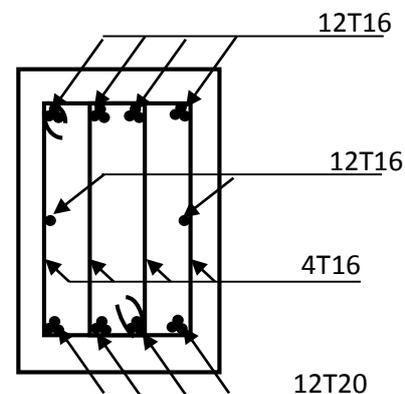
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(27.5; 12; 20) = 12cm \text{ soit } S_t = 10cm.$$

Schéma de ferrailage :

SONS XX



SONS YY



Etude de voile périphérique

Introduction

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 doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des voiles

$$\begin{cases} \text{hauteur } h = 7.92 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 4.45 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Caractéristiques du sol

$$\begin{cases} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.5 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 21 \text{ KN} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 14^\circ \end{cases}$$

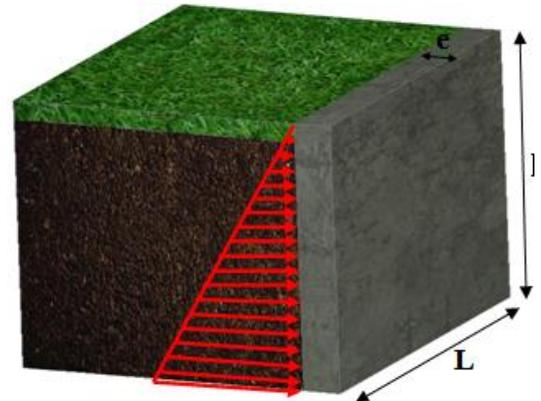


Figure VI. 3. Poussée des terres sur le voiles périphériques.

Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 8.47 \times 19.5 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2}\right) - 2 \times 21 \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2}\right) \Rightarrow G = 65.28 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **La surcharge**

$$\text{On a : } q = 10 \text{ KN/m}^2 \quad Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad Q = 10 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{14}{2}\right) Q = 1.89 \text{ KN/m}^2$$

Ferraillage 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 P'ELU**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.89 = 2.83 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 65.28 + 1.5 \times 2.83 = 90.96 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 90.96 + 2.83}{4} = 68.93 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 68.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Pour le ferraillage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 4.45 \text{ m} \\ l_y = 5.00 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.58}{4.70} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

Calcul des moments isostatiques

On a :

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0608 \times 68.93 \times 3.58^2 = 53.71 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5274 \times 53.71 = 28.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 53.71 = 45.65 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 28.33 = 24.08 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 53.71 = -26.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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- 5. Ferrailage des voiles périphériques.

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	45.65	0.115	0.153	0.16	8.51	2	8HA12 = 9.05
	Y-Y	24.99	0.061	0.166	0.16	4.49	2	4HA12 = 4.52
Appui		-27.88	0.068	0.088	0.16	5.01	2	5HA12 = 5.65

Espacements

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérifications

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.76 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.76) \times 100 \times 20 = 1.792 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{68.93 \times 4.45}{2} \times \frac{(5)^4}{(4.70)^4 + (3.58)^4} = 146.97 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{68.93 \times 5}{2} \times \frac{(4.45)^4}{(4.70)^4 + (3.58)^4} = 103.6 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{146.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ A l'ELS

Calcul des moments

$$\text{On a : } \rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$$

Soit

$$\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 65.28 + 1.89 = 67.17 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 1.89 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 67.17 + 1.89}{4} = 50.85 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 50.85 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0672 \times 50.85 \times 4.45^2 = 67.66 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6580 \times 45.08 = 29.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 45.08 = 38.32 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 29.66 = 25.21 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 45.08 = -22.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Localisation	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\frac{\sigma_{st}}{\leq \bar{\sigma}_{st}}$ (MPa)	Obs	
Travée	x-x	38.32	5.571	23495.33	9.086 < 15	<i>vérifiée</i>	279.6 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	25.21	4.171	13577.54	7.744 < 15	<i>vérifiée</i>	357.3 > 201.63	N.vérifiée
Appui	-22.54	4.587	16275.6	6.353 < 15	<i>vérifiée</i>	257.86 > 201.63	N.vérifiée	

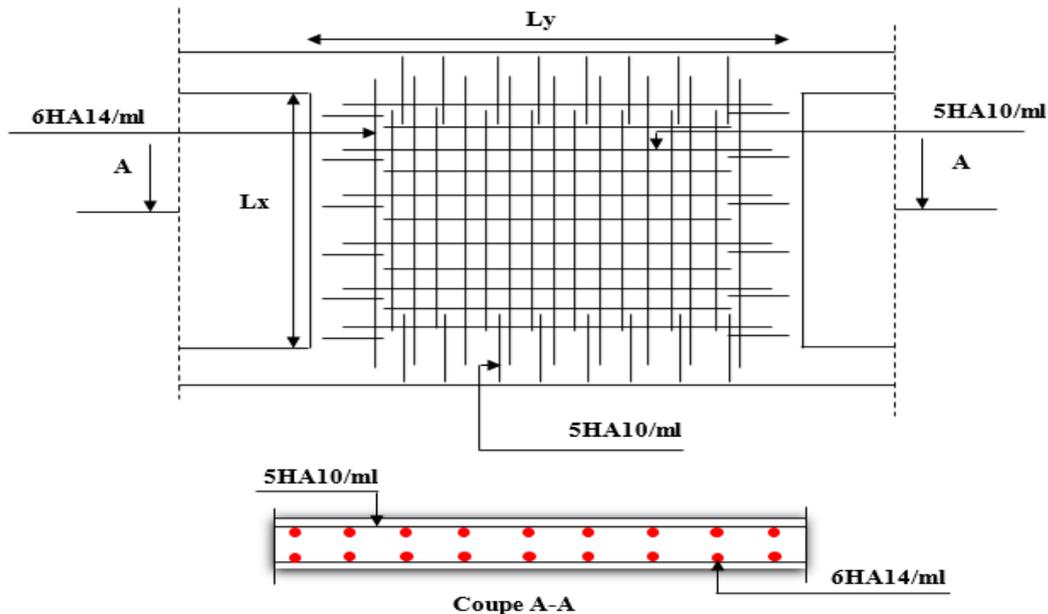
Tableau VI- 6. Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI- 7. Calcule 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	S_t
Travée	x-x	38.32	6.58	0.375	12.78	13.85	9HA14	11
	y-y	25.21	4.33	0.315	8.22	9.05	8HA12	12
Appui		-22.54	3.87	0.3	7.31	7.7	5HA14	20

Ferraillage 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

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vu de la sécurité ;
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vue l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure ;
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité, Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
 - Respect de réglementation parasismique.
 - Conception architecturale parasismique.
 - Mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

Bibliographie

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- D.T.R. BC 2.33.2 « Méthodes de calcul des fondations profondes ».
- D.T.U 13.2 : « Fondations profondes ».
- [1]: « Séisme de Zemmouri du 21 Mai 2003, Rapport préliminaire », CGS, juillet 2003.
- Henry Thonier « Conception et calcul des structures de bâtiments ».
- M.Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Roger FRANK « Fondations profondes ».
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'étude.

Annexes

Annexe (I) :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447

0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe (II)

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

u/l_x												
v/l_y	u/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042

Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe (III)

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	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	188.5
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	226.2
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

Les Plans

