

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université M'hamed Bougara Boumerdes
Faculté de technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En Vue de L'obtention Du Diplôme Master En Génie Civil
Option : structure et construction



Thème

Etude d'un bâtiment (RDC + 4 étages avec S-sol)
à usage bureaux avec une salle de conférence
contreventé par des voiles et des portiques en béton armé

Réalisé par :

M^r : RAMI ISLAM

M^r : MESSAOUDI ALI

Dirigé par :

M^r : BELARBI

Promotion 2019/2020

Remerciements

Nous remercions Dieu qui nous a donné la force et la patience
pour terminer ce travail

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que
nous avons effectués.

A notre promoteur Mr BELARBI pour leur aide

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil

Au bureau d'études TOULEB et ingénieur Radouane et Fatah

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la
réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce
mémoire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail a:

Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, Que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mon frère Imade.

A mes sœurs, Ahlem et mon neveu Ali.

A toute ma famille (RAMI & DELLECI).

A tous mes amis sans exception.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

A toute la promotion 2019 /2020.

Islam

Dédicace

Je dédie ce modeste travail a:

Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, Que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mon frère Hamza.

A ma belle-sœur et le petit Younes.

A toute ma famille (MESSAOUDI & TOUABI).

A tous mes amis sans exception.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

A toute la promotion 2019 /2020.

Ali

SOMMAIRE

Introduction générale	01
-----------------------------	----

Chapitre 1 : présentation et caractéristique de l'ouvrage

1.1 Présentation de l'ouvrage	02
1.2 Situation de projet	02
1.3 Description de projet	03
1.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	08
1.5 Caractéristiques des Matériaux	08

Chapitre 2 : prés dimensionnement des éléments et décente des charges

2.1 Introduction	09
2.2 Prés dimensionnement des éléments secondaires	09
2.2.1 Les planchers	09
2.2.2 Escalier	10
2.3 Détermination des charges et surcharges	12
2.3.1 Charge permanentes	12
2.3.2. Charges D'exploitation	15
2.4 Pré dimensionnement des éléments principaux	15
2.4.1 Les poutres	15
2.4.2 Poteaux	16
2.4.3 Les voiles	23

Chapitre 3 : Ferrailages des éléments secondaires

3.1 Introduction	25
3.2 L'acrotère	25
3.2.1 Introduction	25
3.2.2 Evaluation des charges	25
3.2.3 Calcul des efforts	26
3.2.4 Ferrailage de l'acrotère	27
3.2.5 Les vérifications	28
3.2.6 Plan de ferrailage de l'acrotère	30
3.3 Plancher dalle pleine	31
3.3.1 Evaluation des charges	31
3.3.2 Calcul des moments isostatiques	31
3.3.3 Calcul des moments agissants pour le panneau de rive	32
3.3.4 Calcul de l'effort tranchant	32
3.3.5 Calcul de ferrailage à l'ELU	32
3.3.6 Les vérifications	33
3.3.7 Plan de ferrailage de dalle plein	36
3.4 Escalier	36
3.4.1 Pré dimensionnement de l'escalier	37
3.4.2 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier	37

3.4.3 Charges et surcharger	38
3.4.4 Calculs des efforts	39
3.4.5 Calcul des armatures	41
3.4.6 Les vérifications	41
3.5 Calcul de la poutre palière	46
3.5.1 Pré dimensionnement	46
3.5.2 Exploitation des charges	46
3.5.3 Ferrailage	48
3.5.4 Les Vérifications	49
3.5.5 Plan de ferrailage de la poutre palière	52
3.6 Dalle pleine de la salle machine	52
3.6.1 Dimensionnement	53
3.6.2 Calcul des sollicitations	54
3.6.3 Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage	54
3.6.4 Evaluation des moments M_{x2} , M_{y2} système de levage	54
3.6.5 Superposition des moments	55
3.6.6 Ferrailage	55
3.6.7 Les vérifications	56
3.6.8 Plan de ferrailage de la dalle salle machine	59
3.7 Gradin salle de conférence	59
3.7.1 Pré dimensionnement de salle de conférence	60
3.7.2 Charges et surcharger	60
3.7.3 Calculs des efforts	62
3.7.4 Calcul des armatures	63
3.7.5 Les vérifications	64
3.7.6 Poutres gradin	67
3.7.7 Plan de ferrailage	68

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

4.1 Introduction	69
4.2 Objectifs de l'études dynamique	69
4.3 Modalisation	69
4.4 Etude sismique	73
4.4.1 Choix de la méthode de calcul	73
4.4.2 Méthode statique équivalente	73
4.4.3 Méthode d'analyse modale spectrale	74
4.4.4 Les vérifications	78
a. Vérification du pourcentage de participation de la masse	78
b. Vérification de la période	79
c. Vérification de la torsion d'axe verticale (l'excentricité)	80
d. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA 99 V2003 /Art. 4.3.6)	80
e. Vérification des déplacements inter étages [RPA99/V2003 (A 4-4-3)]	82
f. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ [RPA99/V2003 (A 5-9)]	82
g. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux [RPA 99/V2003 Art.7.4.3.1)]	84

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

5.1 Introduction	85
5.2 Ferrailage des poutres	85
5.2.1 Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003	86
5.2.2 Calcul du ferrailage	87
5.2.3 Les vérifications	91
5.2.4 Dispositions Constructives	95
5.2.5 Plan de ferrailage des poutres	95
5.3 Ferrailages des poteaux	97
5.3.1 Introduction	97
5.3.2 Combinaisons d'actions	97
5.3.3 Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003	97
5.3.4 Calcul de ferrailage	98
5.3.5 Les vérifications	100
5.3.6 Plan de ferrailage des poteaux	102
5.4 Ferrailage des voiles	102
5.4.1 Introduction	102
5.4.2 Disposition des voiles	103
5.4.3 Recommandation du RPA	103
5.4.4 Ferrailage	105
5.4.5 Les vérifications	107
5.4.6 Exemple de calcul	107

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

6.1 Introduction	115
6.2 Etude de sol	115
6.3 Type des fondations	115
6.4 Facteur de choix de type de fondation	116
6.5 Choix de type de Fondation	116
6.6 Etude du radier	117
6.6.1 Introduction	117
6.6.2 Pré-dimensionnement du radier	117
6.6.3 Caractéristiques géométriques du radier	119
6.6.4 Détermination des charges et surcharges	119
6.6.5 Déterminations des efforts	120
6.6.6 Les vérifications	120
6.6.7 Ferrailage du radier	123
6.7 Etude de Voile périphérique	132
a. Introduction	132
b. Poussée des terres	133
c. Calcul de la poussée active dynamique	133
d. Calcul de ferrailage	134
Conclusion.....	136

Liste des figures

Figure 1. 1: vue de face.....	2
Figure 1. 2: plan de situation.....	2
Figure 1. 3: plan de sous-sol.....	3
Figure 1. 4: plan de rez-de-chaussee.....	4
Figure 1. 5: plan des etages courante.....	5
Figure 1. 6: plan de toiture.....	6
Figure 1. 7: coupe verticale du projet.....	7
Figure 2. 1: coupe de plancher en dalle pleine.....	9
Figure 2. 2: principaux termes relatifs d'escalier.....	10
Figure 2. 3: schema statique d'escalier.....	11
Figure 2. 4: plancher dalle pleine.....	13
Figure 2. 5: mur exterieur double paroi.....	13
Figure 2. 6: mur interieure un seul paroi.....	14
Figure 2. 7: section des poutres principales.....	16
Figure 2. 8: section des poutres secondaires.....	16
Figure 2. 9: localisation de poteau centrale plus sollicite.....	17
Figure 2. 10: localisation de poteau de rive.....	20
Figure 2. 11: coupe de voile en elevation.....	23
Figure 2. 12: coupe de voile en plan.....	24
Figure 3. 1: coupe vertical de l'acrotère.....	25
Figure 3. 2: schema de calcul de l'acrotère.....	26
Figure 3. 3: schema de ferrailage de l'acrotère.....	27
Figure 3. 4: plan de ferrailage de l'acrotère.....	30
Figure 3. 5: panneaux plus sollicite.....	31
Figure 3. 6: panneau de rive.....	32
Figure 3. 7: coupe verticale de la dalle pleine.....	32
Figure 3. 8: plan de ferrailage de dalle plein.....	36
Figure 3. 9: coupe verticale de l'escalier.....	36
Figure 3. 10: schema statique d'escalier.....	37
Figure 3. 11: calcul des efforts a l'elu.....	39
Figure 3. 12: calculs des efforts a l'els.....	39
Figure 3. 13: diagrammes des efforts a l'elu.....	40
Figure 3. 14: diagrammes des efforts a l'els.....	40
Figure 3. 15: schematisation de la poutre paliere.....	46
Figure 3. 16 : diagrammes des efforts a l'elu.....	47
Figure 3. 17: diagrammes des efforts tranchant.....	48
Figure 3. 18: plan de ferrailage de la poutre palier.....	52
Figure 3. 19: repartition de la charge localisee sur la dalle salle machine.....	53
Figure 3. 20: schematisation de gradin.....	59
Figure 3. 21: schema statique de gradin.....	60
Figure 3. 22: diagramme des effort tranchant a l'elu.....	62
Figure 3. 23: diagramme de moment flechissant a l'elu.....	62

Figure 3. 24: diagramme des effort tranchant a l'els.....	62
Figure 3. 25: diagramme de moment flechissant a l'els.....	63
Figure 3. 26: plan de ferraille de gradin	68
Figure 4. 1 : vue en 3d de structure	71
Figure 4. 2 : vue en plan de structure	71
Figure 4. 3: spectre de reponse.....	77
Figure 4. 4: 1er mode de vibration	77
Figure 4. 5: 2eme mode de vibration.....	78
Figure 4. 6: 3eme mode de vibration.....	78
Figure 5. 1: schema de calcul en flexion simple	87
Figure 5. 2: armatures barres bateaux.....	95
Figure 5. 3: plan de ferrailage des poutres.....	96
Figure 5. 4: plan de ferrailage des poteaux.....	102
Figure 5. 5: disposition des effort sur les voiles.....	103
Figure 5. 6: disposition des voiles	103
Figure 5. 7: disposition de l'armature verticale dans le voile	104
Figure 5. 8: voile longitudinal v11	107
Figure 5. 9: plan de ferrailage de voile 2m	110
Figure 6. 1: radier nervure	117
Figure 6. 2: schema de transmission des charges.....	120
Figure 6. 3: diagramme des contraintes.....	122
Figure 6. 4: panneau plus sollicie	124
Figure 6. 5: dimensionnement des nervures	126
Figure 6. 6: repartition des charges sur voile peripherique.....	133
Figure 6. 7: panneau plus defavorable	134

Liste des tableaux

Tableau 2. 1: mode de fonction.....	9
Tableau 2. 2: charge permanente plancher terrasse en dalle pleine	12
Tableau 2. 3: charge permanente plancher etage courant en dalle pleine	12
Tableau 2. 4: charge permanente de mur exterieur double paroi.....	13
Tableau 2. 5: charge permanente de mur interieur a une seule paroi.....	13
Tableau 2. 6: charge permanente de paillasse.....	14
Tableau 2. 7: charge d'exploitation.....	15
Tableau 2. 8: poids propres des planchers	18
Tableau 2. 9: surcharge d'exploitation	18
Tableau 2. 10: la descende des charges sur poteau centrale	19
Tableau 2. 11: section de poteau centrale.....	19
Tableau 2. 12: poids propres des planchers	20
Tableau 2. 13: surcharge d'exploitation	20
Tableau 2. 14: descende des charges sur poteau de rive	21
Tableau 2. 15: section de poteau de rive.....	21
Tableau 2. 16: verification des sections des poteaux selon rpa2003.....	22
Tableau 2. 17: verification des poteaux au flambements	23
Tableau 3. 1: ferrailage de la dalle plein en travee.....	32
Tableau 3. 2: ferrailage de la dalle plein eux appuis	33
Tableau 3. 3: etat limite de compression du beton.....	34
Tableau 3. 4: charge permanent de paillasse	38
Tableau 3. 5: charge permanent de palier	38
Tableau 3. 6: combinaisons des charge pour calcul d'escalier	38
Tableau 3. 7: calcul des effort d'escalier.....	39
Tableau 3. 8: choix de ferrailage des armatures principales d'escalier	41
Tableau 3. 9: choix des armateurs de repartition d'escalier	41
Tableau 3. 10: etat limite de compression de beton	44
Tableau 3. 11: plan de ferrailage d'escalier	45
Tableau 3. 12 : tableau des moments.....	55
Tableau 3. 13: superposition des moments.....	55
Tableau 3. 14: ferrailage dalle salle machine en travee.....	55
Tableau 3. 15: ferrailage dalle salle machine aux appuis	56
Tableau 3. 16 : verification de contrainte de compression dans le beton.....	58
Tableau 3. 17: plan de ferrailage de la dalle salle machine	59
Tableau 3. 18 : charges permanente de gradin.....	61
Tableau 3. 19: charges permanent de palier gradin.....	61
Tableau 3. 20: combinaison des charges de gradin.....	61
Tableau 3. 21: choix de ferrailage des armatures principales de gradin	63
Tableau 3. 22: choix de armatures de repartition	63
Tableau 3. 23: verification de la contraint de compression du beton.....	66

Tableau 4. 1 : centre de masse et centre de rigidite de chaque etage	72
Tableau 4. 2: resultat d'analyse modale	75
Tableau 4. 3 : facteur de qualite	77
Tableau 4. 4: resultat d'analyse modale	79
Tableau 4. 5: verification de l'excentricite par logiciel robot.....	80
Tableau 4. 6 : verification de l'excentricite suivant x-x	80
Tableau 4. 7: verification de l'excentricite suivant y-y	80
Tableau 4. 8: les efforts tranchants dans le sens x-x	81
Tableau 4. 9: les efforts tranchants dans le sens y-y	81
Tableau 4. 10: verification de l'effort tranchant a la base	81
Tableau 4. 12: deplacement relative suivant ey	82
Tableau 4. 13: l'effet p- δ suivant ex.....	83
Tableau 4. 14: l'effet p- δ suivant ey.....	83
Tableau 4. 15: verification de l'effort normale.....	84
Tableau 5. 1: caracteristique des poutres et materiaux.....	85
Tableau 5. 2: les sections minimales et maximales des armatures dans les poutres	86
Tableau 5. 3: recapitulatif des parametres de calculs	87
Tableau 5. 4: ferrailage des poutres non associees aux voiles	88
Tableau 5. 5: ferrailage des poutres associees aux voiles.....	88
Tableau 5. 6: armatures transversale des poutres	89
Tableau 5. 7: longueur minimal de recouvrement.....	91
Tableau 5. 8: verification de condition de non fragilite	91
Tableau 5. 9: verification au cisaillement	91
Tableau 5. 10: verification de influence sur le beton	92
Tableau 5. 11: verification de influence sur les aciers	92
Tableau 5. 12: verifications de la contrainte de compression dans le beton.....	94
Tableau 5. 13: armatures minimales.....	98
Tableau 5. 14: longueur de recouvrement	98
Tableau 5. 15: ferrailages longitudinales des poteaux.....	98
Tableau 5. 16: élancement geometrique du poteau	99
Tableau 5. 17: ferrailage transversal	100
Tableau 5. 18: verification de condition de non fragilite.....	100
Tableau 5. 19: verification des contraintes tangentielles.....	100
Tableau 5. 20: verification de l'effort normale ultime	101
Tableau 5. 21: verification de la resistance a la compression du beton	101
Tableau 5. 22: ferrailage et verification des contraintes du voile de 2 merte	111
Tableau 5. 23: ferrailage et verification des contraintes du voile de 1 merte	112
Tableau 5. 24: ferrailage et verification des contraintes du voile de 2.2 merte	113
Tableau 5. 25: ferrailage et verification des contraintes du voile de 3.15 merte	114
Tableau 6. 1:virification des contraintes a l'elu et a l'els.....	122
Tableau 6. 2:verification de soulèvement	123
Tableau 6. 3: calcul des sollicitations	125
Tableau 6. 4: ferrailage a l'elu	125
Tableau 6. 5: verification des contraintes	126

Tableau 6. 6: evaluation des charges	127
Tableau 6. 7: determination des charges.....	127
Tableau 6. 8: determination des moments maximaux a l'elu et a l'els	128
Tableau 6. 9: determination des effort maximaux a l'elu	128
Tableau 6. 10: ferrailage longitudinale des nervures sens xx	129
Tableau 6. 11: ferrailage longitudinale des nervures sens yy	129
Tableau 6. 12: virification des contraintes.....	131
Tableau 6. 13 : ferailage de debord	131
Tableau 6. 14: verification des contraintes	132
Tableau 6. 15: calcul des sollicitations	135
Tableau 6. 16: ferrailage a l' elu	135

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de Master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. On sait que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante, ce qui nous a amenés à des systèmes de constructions en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cependant cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, Les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée à résister aux différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le (RPA99 version 2003, BAEL91 modifié 99) dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment. On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiments, Ensuite on fait un pré-dimensionnement des éléments non structuraux suivie par une descente des charges, Puis on enchaîne avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel ROBOT structural analysis 2018, Après on fera l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.

Chapitre 1 :

**Présentation et caractéristiques de
l'ouvrage**

1.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage objet de notre étude est siège administratif à ALGER EL-MOHAMADIA composé de (sous-sol + RDC et 4 étages), contreventée par des voiles et portiques.

Notre projet est emplanté au sud-est de la commune d'El-Mohammadia dans la willaya d'Alger, qui d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003) est classé en zone sismicité élevée (en zone III) dans le groupe 2 ayant une importance moyenne.

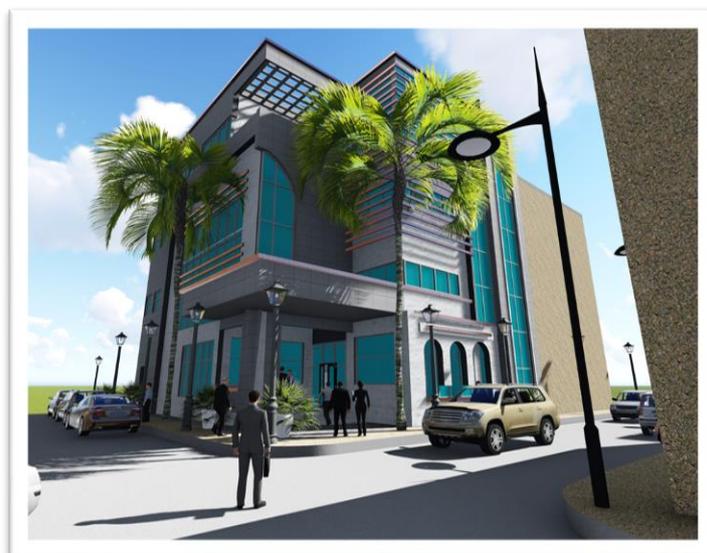


FIGURE 1. 1: VUE DE FACE

1.2. Situation du projet :

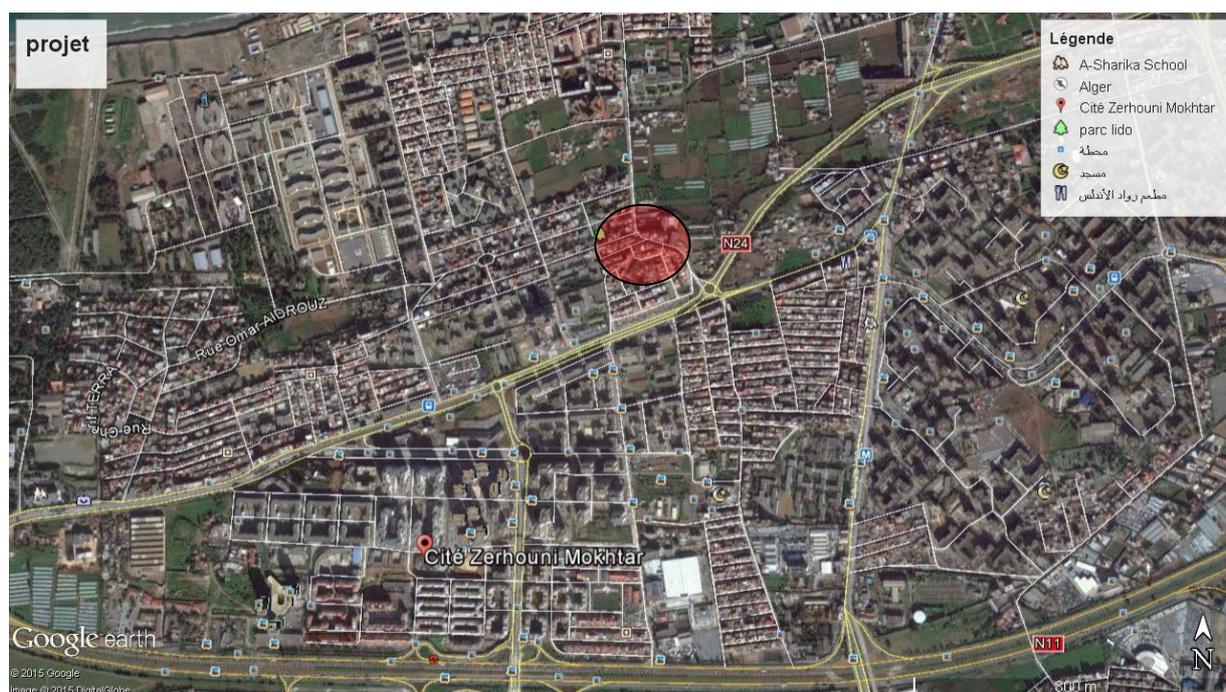


FIGURE 1. 2: PLAN DE SITUATION

1.3. Description du projet :

Ce siège disposant d'un :

a. Sous-sol :

Qui contient :

- Salle de conférences
- Magasin
- Cage d'escalier
- Ascenseur

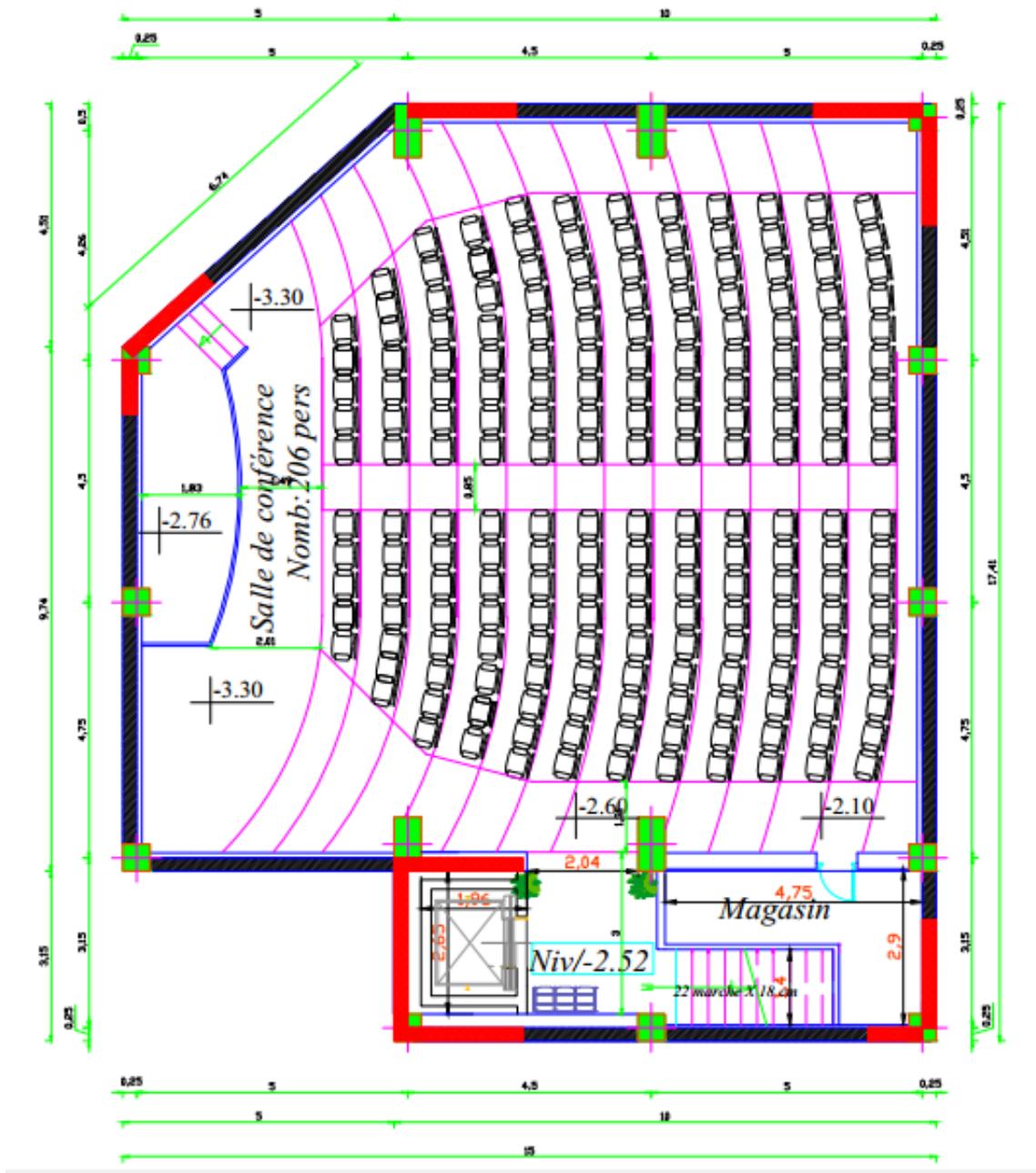


FIGURE 1. 3: PLAN DE SOUS-SOL

b. Rez-de-chaussée :

À usage de réception contient :

- Salle d'attente
- Section télécommunication (Internet +foyer)
- Salle de prière
- Sanitaires
- Cage d'escalier et Ascenseur

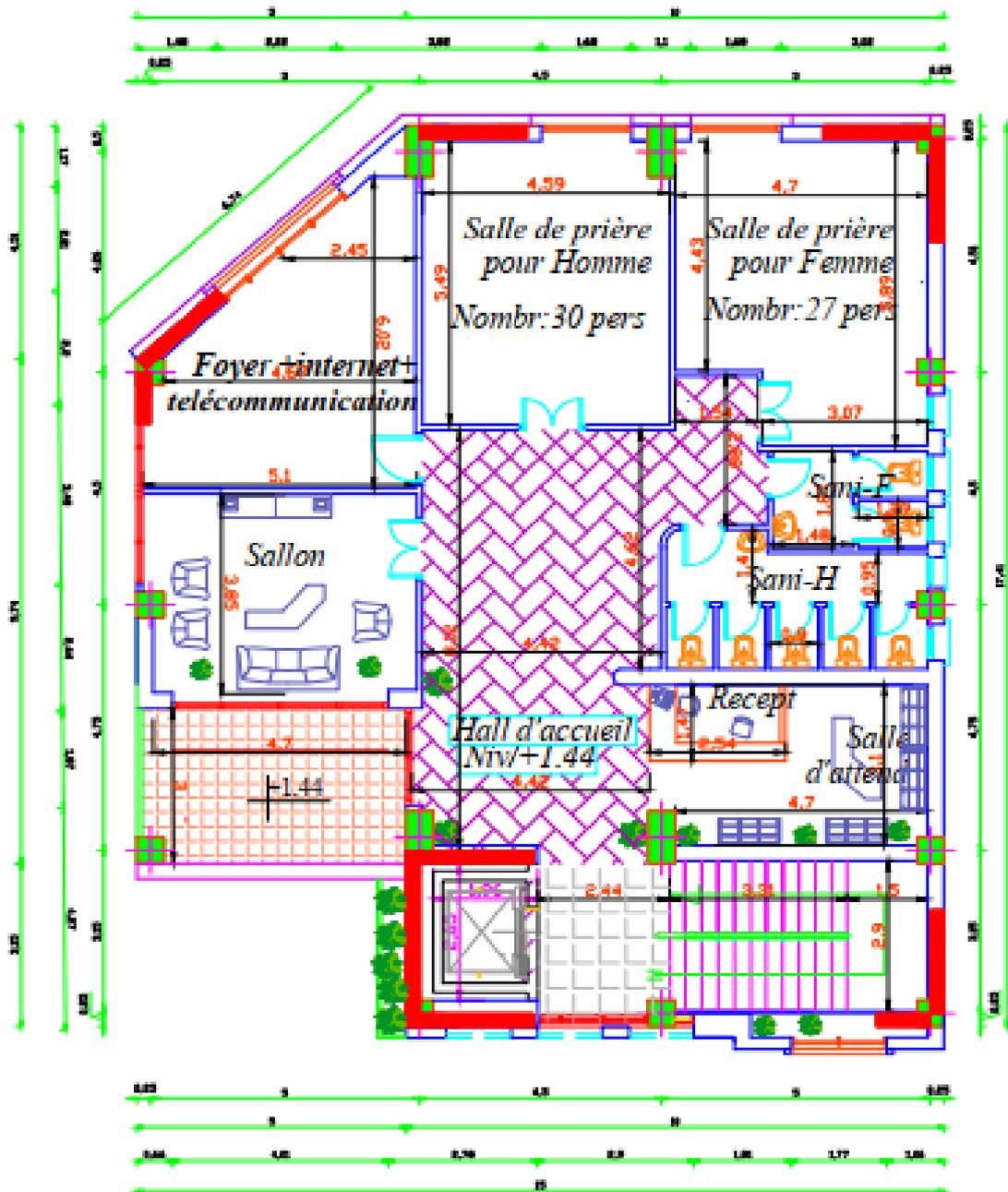


FIGURE 1. 4: PLAN DE REZ-DE-CHAUSSEE

c. Etages courants :

(4 étages), à usage bureau contient de :

- 9 Bureaux
- 2 Bureaux de secrétariats
- Salle de réunion
- Sanitaires
- Cage d'escalier
- Ascenseur

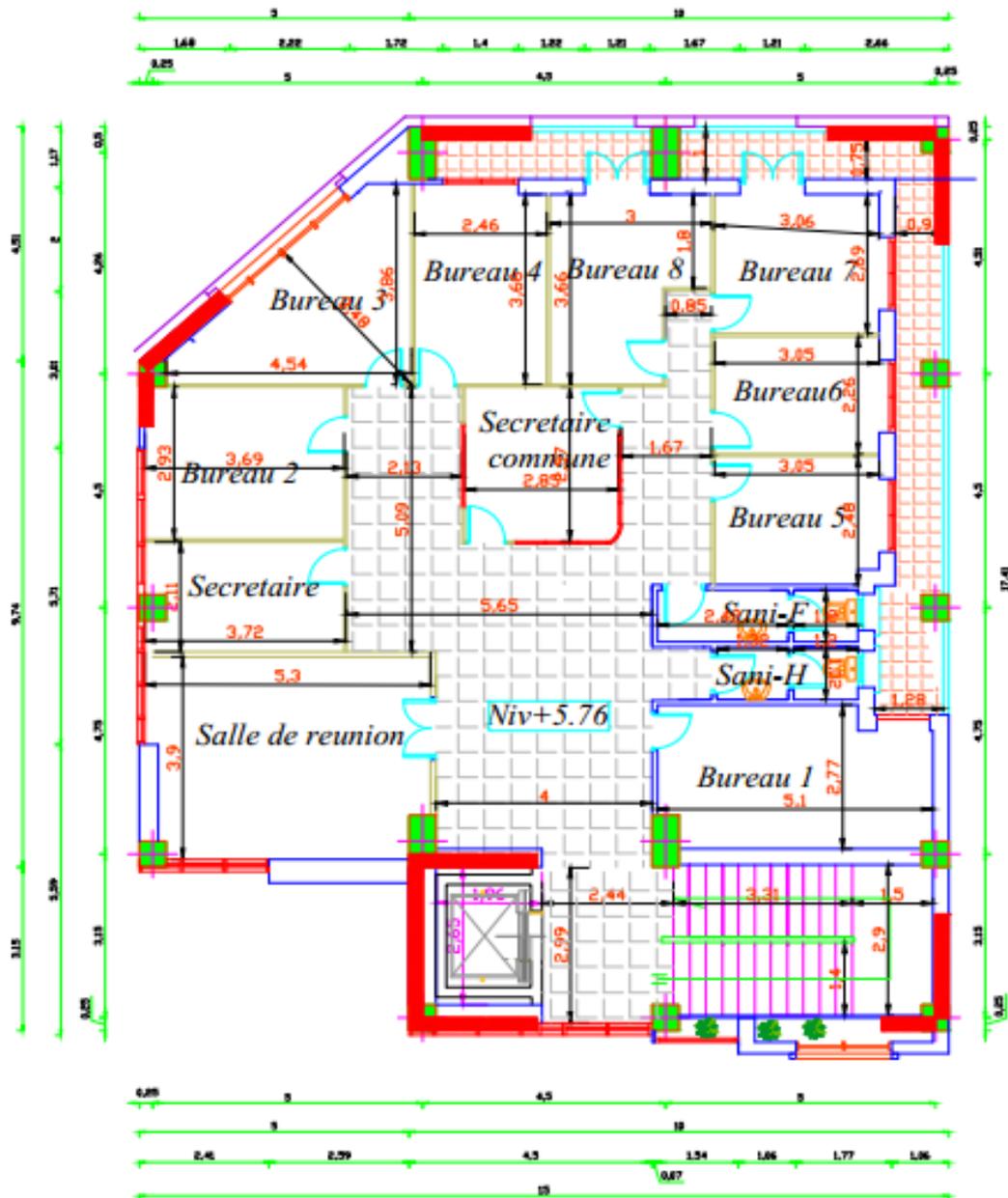


FIGURE 1. 5: PLAN DES ETAGES COURANTE

d. Toiture (terrasse inaccessible) :

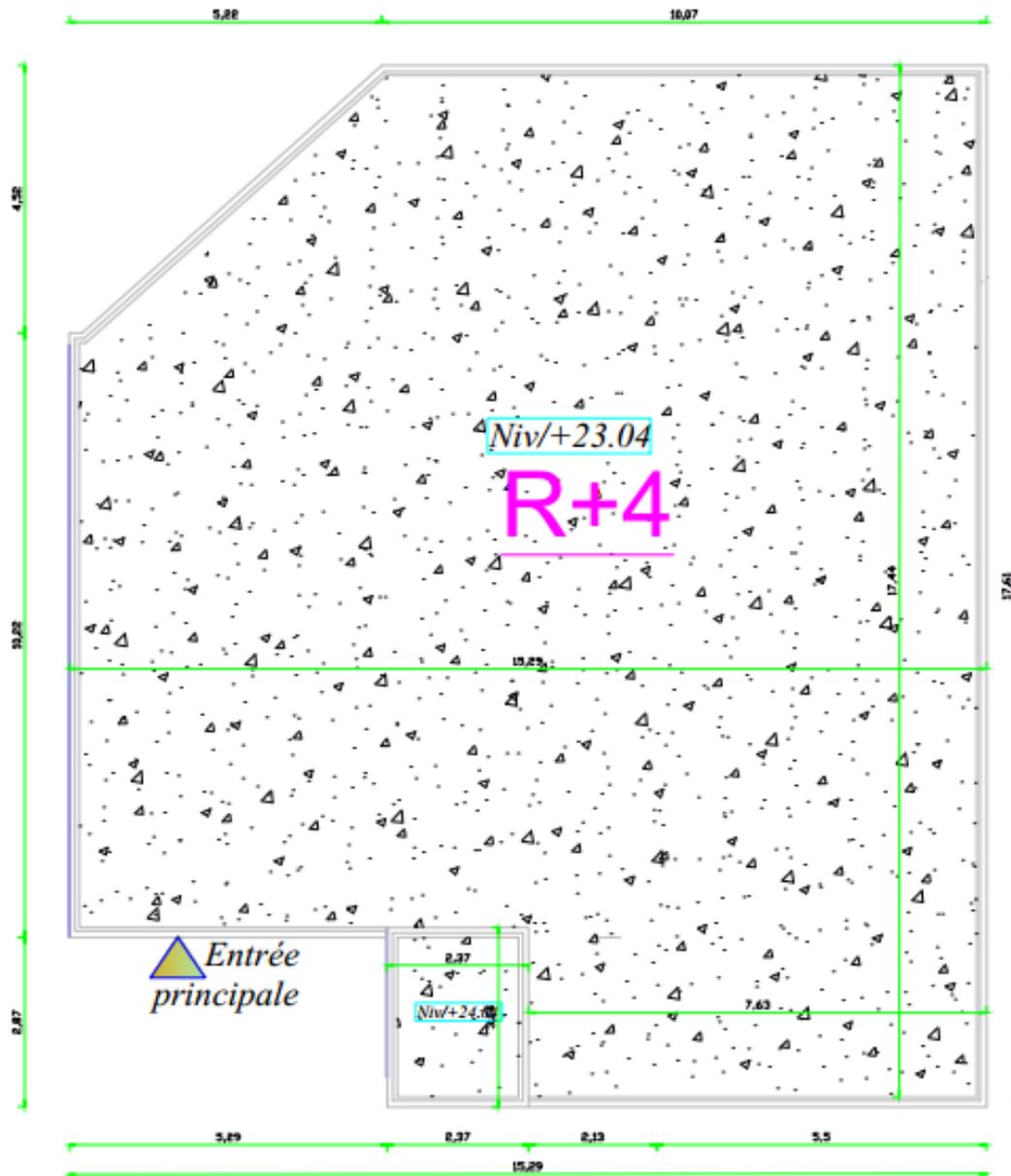


FIGURE 1. 6: PLAN DE TOITURE

➤ Coupe verticale du projet :

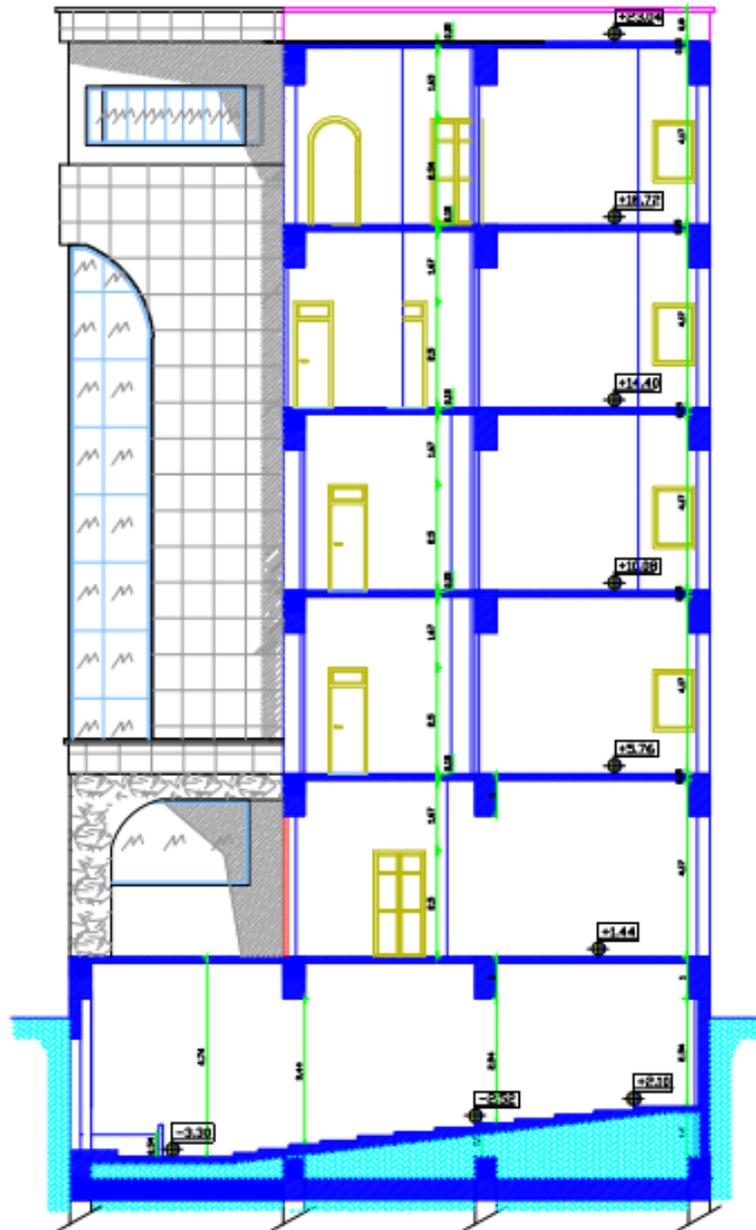


FIGURE 1. 7: COUPE VERTICALE DU PROJET

1.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

❖ Sous-sol

Longueur :17.41m

Largeur :15.00m

Hauteur :4.74m

❖ RDC

Longueur :17.41m

Largeur :15.00m

Hauteur :4.32m

❖ Etage courant

Longueur :17.41m

Largeur :15.00m

Hauteur :4.32m

- Hauteur total du bâtiment : H=26.34m

1.5. Caractéristiques des Matériaux :

• Béton :

Un béton est défini par sa résistance :

$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

• Acier :

Aciers à HA de $F_e = 400 \text{ MPa}$

Treillis à soudé $F_e = 500 \text{ MPa}$

Chapitre 2 :

**Pré dimensionnement des éléments et
décente des charges**

2.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants présente le point de départ et la base de toute étude en génie civil. Afin d'assurer une bonne stabilité de l'ouvrage le pré dimensionnement des éléments porteurs de notre ouvrage tels que les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles. Doit être fait en respectant les règles générales du **BAEL 91**(modifiée 99), **RPA99** (Version2003) et le **CBA93**.

2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

2.2.1. Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et les surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il assure la fonction d'isolation thermique et acoustique des différents étages et aussi la compatibilité des déplacements horizontaux.

Il existe différents types de plancher en fonction de l'ouvrage et des techniques de construction dans notre cas on a seulement plancher en dalle pleine.

a. Plancher dalle plein :

Ce sont des plaques minces coulées sur un coffrage plat (figure 2.1), dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

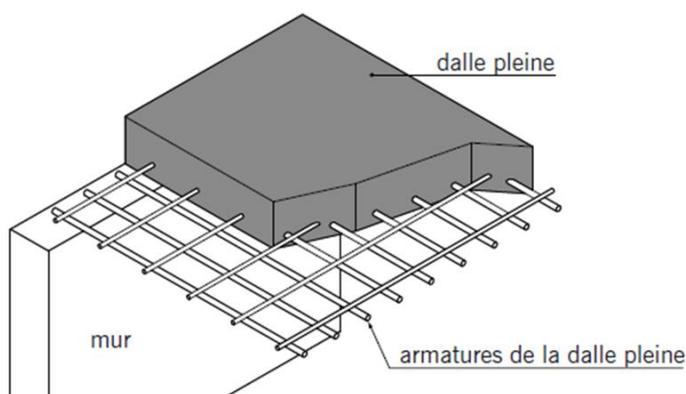


FIGURE 2. 1: COUPE DE PLANCHER EN DALLE PLEINE

➤ CRITERE DE RESISTANCE A LA FLEXION

Type de panneau	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	Mode de fonction	L'épaisseur de la dalle « e »
Dalle appuyée sur deux appuis	$\alpha \leq 0.4$	Dalle travail suivant un seul sens.	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
Dalle appuyée sur quatre appuis	$\alpha > 0.4$	Dalle travail suivant deux sens	$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

TABLEAU 2. 1: MODE DE FONCTION

➤ **Critère de coupe-feu :**

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

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

➤ **Critère d'isolation phonique :**

$e \geq 13\text{cm}$. (pour les dalles interne).

Pour notre cas en a une dalle plein repose sur 4 appuis

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$$\frac{1226}{50} \leq e \leq \frac{1226}{40}$$

$$24,52 \leq e \leq 30,65$$

Alors on prend : $e = 25\text{cm}$

2.2.2. Escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment

Schématisation :

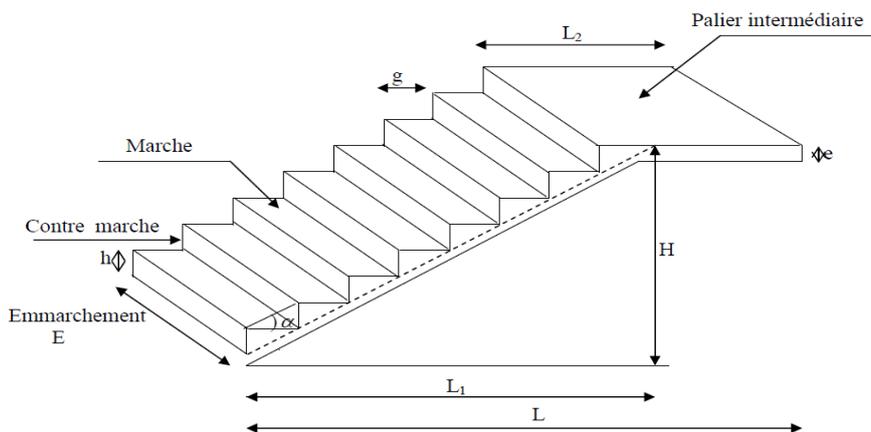


FIGURE 2. 2: PRINCIPAUX TERMES RELATIFS D'ESCALIER

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n-1$.

Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches ; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = \frac{H}{h}$

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

h le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g » : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs

Le palier : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'emmarchement : représente la largeur de la marche. Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

a. Pré dimensionnement de l'escalier :

➤ Schéma statique :

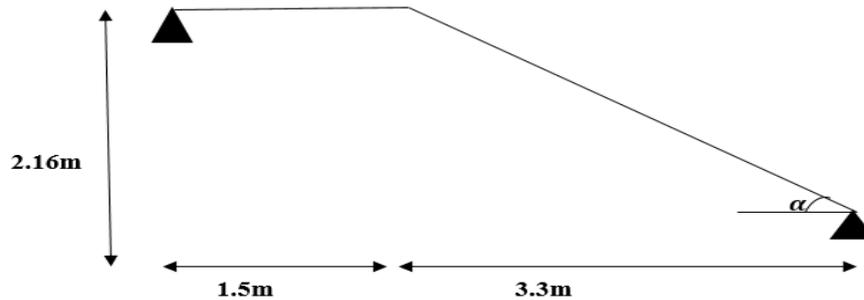


FIGURE 2. 3:SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

On prend en compte ce qui suit :

$$\begin{cases} 14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \\ 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm} \end{cases}$$

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

$$n = \frac{H}{h} = \frac{216}{18} = 12 \quad \rightarrow \quad m = n - 1 = 12 - 1 = 11$$

Soit : $g = 30 \text{ cm}$

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \rightarrow 59 \leq 30 + 2(18) = 66 \leq 66\text{cm} \text{ (Condition est vérifiée)}$$

La profondeur du palier de repos : $L_p = 150 \text{ cm}$

La longueur de la ligne de foulée : $L = g(n-1) = 30 \times 11 = 330\text{cm}$.

b. Pré dimensionnement de la paille et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés et dont l'épaisseur doit vérifier : $\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$

$$\text{tg}_\alpha = \frac{H}{L} = \frac{216}{330} = 0.655 \quad \rightarrow \quad \alpha = 33.22^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\text{Cos}_\alpha} = \frac{330}{0.837} = 394.47\text{cm} \quad \rightarrow \quad L_0 = L' + L_p = 394.47 + 150 = 544.47\text{cm}$$

$$\frac{544.47}{30} \leq e \leq \frac{544.47}{20} \quad \rightarrow \quad 18.45 \leq e \leq 27.22 \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } \boxed{e = 20\text{cm}}$$

2.3. Détermination des charges et surcharges :

La détermination d'une forme structurale d'un bâtiment se résume à un arrangement d'éléments résistants et a des combinaisons de charges verticales (poids propre et surcharge d'exploitation) et des charges horizontales (vents et séisme) suivant le règlement algérien (DTR B.C.2.2)

Cependant le choix est influencé par des critères tel que :

- Emplacement du projet.
- Usage du bâtiment.
- Dimension de l'ouvrage.
- Sismicité de la région.

2.3.1. Charges permanentes :

Notées G, elles sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et du poids volumique ρ des matériaux constituant les éléments.

a. Plancher terrasse en dalle plein :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente 1%	0.09	20.00	1.8
4	Isolation thermique	0.04	4.00	0.16
5	Plancher dalle plein	0.25	25	6.25
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
total				9.38

TABLEAU 2. 2: CHARGE PERMANENTE PLANCHER TERRASSE EN DALLE PLEINE

b. Plancher étage courant en dalle plein :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Maçonnerie	0.10	9	0.9
2	Carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Dalle pleine	0.25	25	6.25
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
total				8.55

TABLEAU 2. 3: CHARGE PERMANENTE PLANCHER ETAGE COURANT EN DALLE PLEINE

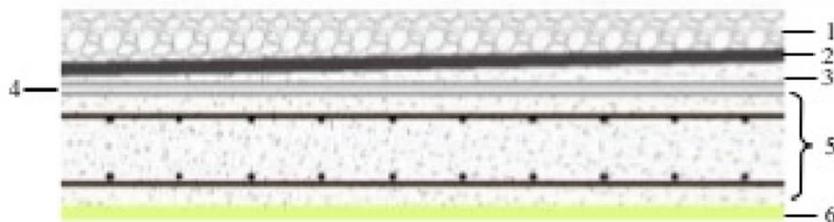


FIGURE 2. 4: PLANCHER DALLE PLEINE

c. Mur extérieur double paroi :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
1	enduit en mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Lame d'aire	5	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			total	2.81

TABLEAU 2. 4: CHARGE PERMANENTE DE MUR EXTERIEUR DOUBLE PAROI

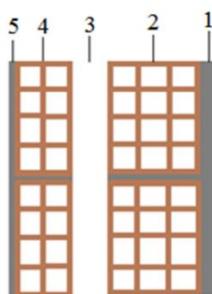


FIGURE 2. 5: MUR EXTERIEUR DOUBLE PAROI

d. Mur intérieur à une seule paroi :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			total	1.46

TABLEAU 2. 5: CHARGE PERMANENTE DE MUR INTERIEUR A UNE SEULE PAROI



FIGURE 2. 6: MUR INTERIEURE UN SEUL PAROI

e. Palier :

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur e (m)	Charge $G_i(\text{KN/m})$
01	Poids propre de palier	25	0.20	5
02	Revêtement de carrelage	22	0.02	0.44
03	Mortier de pose	20	0.02	0.4
04	Couche de sable	18	0.02	0.36
05	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
06	Garde-corps	/	/	0.2
Totale G = 6.6 KN/m				

TABLEAU 2. 5 : CHARGE PERMANENT DE PALIER

f. Paillasse :

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur e (m)	Charge $G_i(\text{KN/m})$
01	Poids propre de la paillasse	25	$0.20 \times \frac{1}{\cos \alpha}$	5.977
02	Poids propre des marches	25	$\frac{h}{2} = \frac{0.18}{2}$	2.25
03	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
04	Revêtement de carrelage	22	0.02	0.44
05	Mortier de pose	20	0.02	0.4
06	Couche des sable	18	0.02	0.36
07	Enduit plâtre	10	0.002	0.2
TOTALE G = 9.83 KN/m				

TABLEAU 2. 6: CHARGE PERMANENTE DE PAILLASSE.

2.3.2.Charges D'exploitation :

Noté **Q**, c'est une charge qui dépend directement de l'usage de la construction, elles sont données par le **DTR** (Document Technique Règlementaires) comme suit :

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher sous-sol	3.50
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant (usage bureaux)	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50
L'acrotère	1.00

TABLEAU 2. 7: CHARGE D'EXPLOITATION

2.4. Pré dimensionnement des éléments principaux :

2.4.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées Telles que :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{largeur de la poutre.} \\ L : \text{longueur maximum entre nu d'appuis.} \end{array} \right.$

Par ailleurs, le RPA exige pour une zone III :

La largeur $b \geq 20\text{cm}$

La hauteur $h \geq 30\text{cm}$

Le rapport $h/b < 4$

a. Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

Dans notre projet on a deux section pour les poutres principales :

➤ **Poutre principale intermédiaire** $L_{\max} = 1326\text{cm}$

$$\frac{1326}{15} \leq h \leq \frac{1326}{10} \rightarrow 88.40 \leq h \leq 132.60 \rightarrow \text{On prend } h = 100\text{cm}$$

$$0.3 \times 100 \leq b \leq 0.8 \times 100 \rightarrow 30 \leq b \leq 80 \rightarrow \text{On prend } b = 50\text{cm}$$

➤ **Poutre principale de rive** $L_{\max} = 475\text{cm}$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow \quad 31.67 \leq h \leq 47.5 \quad \rightarrow \quad \text{On prend } h = 45\text{cm}$$

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45 \quad \rightarrow \quad 13.5 \leq b \leq 36 \quad \rightarrow \quad \text{On prend } b = 35\text{cm}$$

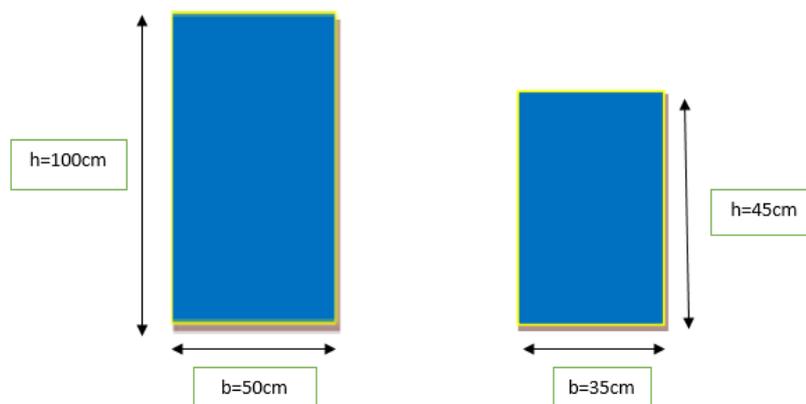


FIGURE 2. 7:SECTION DES POUTRES PRINCIPALES

b. Poutres secondaires :

Disposées parallèlement aux poutrelles. Elles assurent le chaînage. ($L_{\max} = 670\text{cm}$)

$$\frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10} \quad \rightarrow \quad 44 \leq h \leq 67 \quad \rightarrow \quad \text{On prend } h = 45\text{cm}$$

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45 \quad \rightarrow \quad 13.5 \leq b \leq 36 \quad \rightarrow \quad \text{On prend } b = 35\text{cm}$$

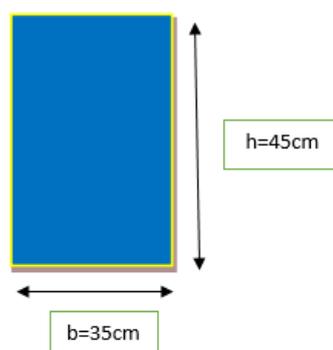


FIGURE 2. 8:SECTION DES POUTRES SECONDAIRES

2.4.2. Poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple centrée à L'E.L.U. Ils sont calculés selon les règles du RPA 99/2003 et le BAEL 91.

En supposant que le béton reprend l'effort normal dû à la descente de charge, nous avons :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0,85 \cdot \frac{F_e}{100 \cdot \sigma_s}}$$

N_u : l'effort ultime revenant au poteau. $N_u = 1.1 \times 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

B_r : section réduite du poteau.

γ_b : coefficient de sécurité à prendre pour le béton.

γ_s : coefficient de sécurité à prendre pour les aciers.

En situation durable et transitoire : $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.167 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \rightarrow \lambda = 35 \rightarrow \beta = 1.2$$

$$B_r = \frac{1.2 \times N_u}{\frac{14.167}{0.9} + 0.85 \times \frac{400}{100 \times 1.15}} = 0.64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

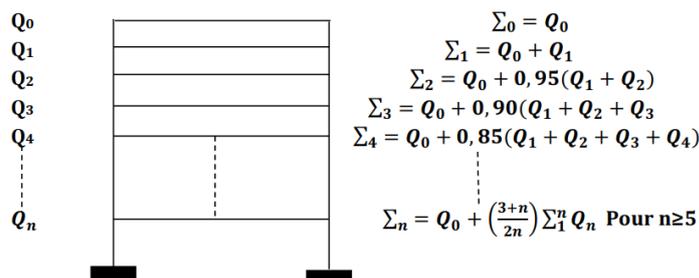
Pour une section rectangulaire $B_r = (a - 2)(b + 2)$

Pour une section carrée $B_r = (a - 2)^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$

a. La descent des charges :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le **D.T.R.B.C 2.2**, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux $n \geq 5$ **niveau** ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.



Dans notre cas on a deux types des poteux :

a.1. Poteau centrale :

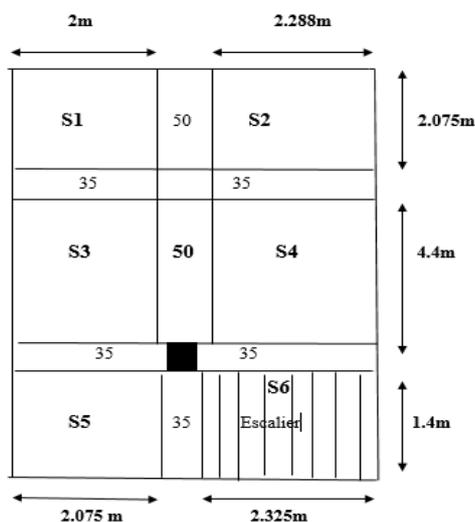


FIGURE 2. 9: LOCALISATION DE POTEAU CENTRALE PLUS SOLLICITE

➤ **La surface d'influence :**

• **plancher terrasse :**

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4 + S5 + S6$$

$$S_n = (2.075 \times 2) + 2.288 \times 2.075 + (2 \times 4.4) + (2.288 \times 4.4) + (1.4 \times 2.075) + (1.4 \times 2.325) = 33.92m^2$$

$$S_{majoré} = 1.1 \times S_n = 37.312m^2$$

• **Les autres planchers :**

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4 + S5$$

$$S_n = 30.67m^2$$

$$S_{majoré} = 1.1 \times S_n = 33.74 m^2$$

➤ **Calcule des poids propres des éléments :**

• **Les poutres :**

Poutres principales

$$\rho = 25 \text{ KN /m}^3.$$

$$G_{pp} = (0.5 \times 1) \times (4.4 + 0.35 + 2.075) \times 25 + (0.35 \times 0.45) \times 1.4 \times 25 = 90.83 \text{ KN}$$

Poutres secondaires

$$G_{ps} = (0.35 \times 0.45) \times (2.288 + 2 + 2.3 + 2.08) \times 25 = 34.13 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } G_{tot} = G_{pp} + G_{ps} = 90.83 + 34.13 = 124.96 \text{ KN}$$

• **Les poteaux :**

$$G_{sous\ sol} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 4.74 = 10.665 \text{ KN}$$

$$G_{Rdc} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 4.32 = 9.72 \text{ KN}$$

$$G_{étage\ courant} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 4.32 = 9.72 \text{ KN}$$

$$G_{terrasse} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 0 = 0 \text{ KN (terrasse inaccessible)}$$

• **Les plancher :**

Plancher terrasse :	$G = 9.38 \times 37.312 = 349.987 \text{ KN}$
Plancher d'étage courant :	$G = 8.55 \times 34.74 = 297.027 \text{ KN}$
Plancher RDC et sous-sol :	$G = 8.55 \times 34.74 = 297.027 \text{ KN}$

TABLEAU 2. 8: POIDS PROPRES DES PLANCHERS

• **L'escalier :**

$\frac{1}{4}$ de la surface est comporte seulement le paillasse d'escalier donc :

$$G = G(\text{paillasse}) \times S6 = 9.83 \times (2.325 \times 1.4) = 30.532 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Terrasse inaccessible	$Q \times S = 1 \times 37.312 = 37.312 \text{ KN}$
RDC / Etage courant	$Q \times S = 2.5 \times 34.74 = 86.85 \text{ KN}$
Sous-Sol	$Q \times S = 3.5 \times 34.74 = 121.59 \text{ KN}$
Escalier	$Q \times S = 2.5 \times 3.255 = 8.136 \text{ KN}$

TABLEAU 2. 9: SURCHARGE D'EXPLOITATION

➤ La descente des charges :

Niveau	Surcharge	Σ surcharge	Surcharge (KN)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	37.312
Niveau 4	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1+ Q_e$	132.294
Niveau 3	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2+ Q_e)$	210.05
Niveau 2	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_e)$	279.129
Niveau 1	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+ Q_e)$	339.518
RDC	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_e)$	391.221
Sous-sol	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_e)$	456.582

TABLEAU 2. 10: LA DESCENTE DES CHARGES SUR POTEAU CENTRALE

➤ Section du poteau centrale :

niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)	Nu (KN)	Section	
	Poids de plancher + Escalier (KN)	Poids poteau (KN)	Poids poutre (KN)	Gtotale (KN)	Gcumulée (KN)			Br (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
t	349.987	0	124.96	474.947	474.947	37.312	761.27	487.21	100x50
4	327.054	9.72	124.96	461.734	936.681	132.294	1589.41	1017.22	
3	327.054	9.72	124.96	461.734	1398.415	210.05	2391.72	1530.70	
2	327.054	9.72	124.96	461.734	1860.149	279.129	3181.01	2035.85	
1	327.054	9.72	124.96	461.734	2321.883	339.518	3957.27	2532.66	
RDC	327.054	9.72	124.96	461.734	2783.617	391.221	4720.80	3021.31	
SS	327.054	10.665	124.96	462.679	3246.296	456.582	5505.62	3523.60	

TABLEAU 2. 11: SECTION DE POTEAU CENTRALE

$$Br = (a - 2)(b + 2)$$

On suppose a = 50cm et on calcule b

$$b = \frac{Br - 96}{48} = \frac{3523.60 - 96}{48} = 71.41\text{cm}$$

On prend (50x100)cm² comme une section des poteaux centrale.

a.2. Poteau de rive :

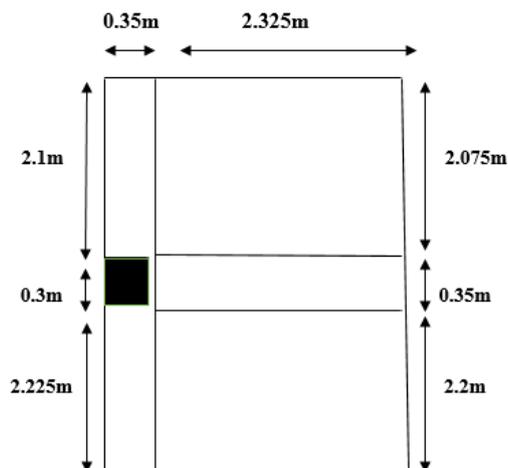


FIGURE 2. 10: LOCALISATION DE POTEAU DE RIVE

➤ **La surface d'influence :**

$$S_n = S1 + S2$$

$$S_n = (2.075 \times 2.325) + (2.2 \times 2.325) = 9.939\text{m}^2$$

$$S_{\text{majoré}} = 1.1 \times S_n = 10.933 \text{ m}^2$$

➤ **Poids propres des éléments :**

• **Les poutres :**

Poutres principales :

$$\rho = 25\text{KN /m}^3.$$

$$G_{pp} = (0.35 \times 0.45) \times (2.1 + 2.225) \times 25 = 17.03\text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0.35 \times 0.45) \times (2.35) \times 25 = 9.253 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } G_{\text{tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 17.03 + 9.253 = 26.283\text{KN}$$

• **Les poteaux :**

$$G_{\text{sous sol}} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 4.74 = 10.665 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Rdc}} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 4.32 = 9.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{étage courant}} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 4.32 = 9.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 0 = 0 \text{ KN (terrasse inaccessible)}$$

➤ **Poids propre des plancher :**

Plancher terrasse :	$G = 9.38 \times 10.933 = 102.552 \text{ KN}$
Plancher d'étage courant :	$G = 8.55 \times 10.933 = 93.447 \text{ KN}$
Plancher RDC et sous-sol :	$G = 8.55 \times 10.933 = 93.447 \text{ KN}$

TABLEAU 2. 12: POIDS PROPRES DES PLANCHERS

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Sous-sol :	$Q \times S = 3.5 \times 10.933 = 38.266 \text{ KN}$
RDC / Etage courant	$Q \times S = 2.5 \times 10.933 = 27.333 \text{ KN}$
Terrasse inaccessible	$Q \times S = 1 \times 10.933 = 10.933 \text{ KN}$

TABLEAU 2. 13: SURCHARGE D'EXPLOITATION

➤ La descent des charges :

Niveau	Surcharge	Σ surcharge	Surcharge (KN)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	10.933
Niveau 4	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	38.266
Niveau 3	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	62.866
Niveau 2	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	84.732
Niveau 1	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	103.865
RDC	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	120.265
Sous-sol	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	142.131

TABLEAU 2. 14:DESCENDE DES CHARGES SUR POTEAU DE RIVE

➤ Section du Poteau de rive :

niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)	Nu (KN)	Section	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	Gtotale (KN)	Gcumulée (KN)			Br (cm ²)	Section Adoptée (cm ²)
t	102.552	0	26.283	128.835	128.835	10.933	207.72	132.94	50x50
4	93.477	9.72	26.283	129.48	258.315	38.266	441.24	282.40	
3	93.477	9.72	26.283	129.48	387.795	62.866	670.17	428.91	
2	93.477	9.72	26.283	129.48	517.275	84.732	895.25	572.96	
1	93.477	9.72	26.283	129.48	646.755	103.865	1115.96	714.21	
RDC	93.477	9.72	26.283	129.48	776.235	120.265	1336.08	855.09	
SS	93.477	10.665	26.283	130.425	906.66	142.131	1559.59	998.14	

TABLEAU 2. 15:SECTION DE POTEAU DE RIVE

$$Br=(a - 2)^2 \rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

$$a = \sqrt{998.14} + 2 = 33.60$$

On prend (50x50)cm²comme une section pour les poteaux de rive.

Conclusion :

Les sections des poteaux adoptées sont donc :

(50x100)cm² poteau centrale.

(50x50)cm² poteau de rive.

b. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
Centrale 50x100	$\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm}$	$\text{Min}(a, b) = 50 \geq 30\text{cm}$.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{474}{20} = 23.7 \leq 50$ $\frac{h_e}{20} = \frac{432}{20} = 21.6 \leq 50$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = \frac{50}{100} = 0.5 \leq 4$	Condition vérifiée
De rive 50x50	$\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm}$	$\text{Min}(a, b) = 50 \geq 30\text{cm}$.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{474}{20} = 23.7 \leq 50$ $\frac{h_e}{20} = \frac{432}{20} = 21.6 \leq 50$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = \frac{50}{100} = 0.5 \leq 4$	Condition vérifiée

TABLEAU 2. 16: VERIFICATION DES SECTIONS DES POTEAUX SELON RPA2003

c. Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 L_0$).

$L_0 = L_e \rightarrow$ Longueur libre du poteau.

i: Rayon de giration ($i = \sqrt{I/b}$)

I: Moment d'inertie du poteau : $I = \frac{b^4}{12}$

B : section transversal du poteau ($B = b^2$)

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{b}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b h^3 / 12}{b h}}} = \frac{\sqrt{12} 0.7 l_0}{h} \rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{h} = 2.425 \frac{l_0}{h}$$

Poteaux	Vérification au flambement ($\lambda = 2.425 \frac{l_0}{h} \leq 50$).	
Poteaux centrale	$\lambda = 2.425 \frac{4.74}{1} = 11.49 < 50$ $\lambda = 2.425 \frac{4.32}{1} = 10.48 < 50$	Condition vérifiée
Poteaux de rive	$\lambda = 2.425 \frac{4.74}{0.50} = 22.99 < 50$ $\lambda = 2.425 \frac{4.32}{0.50} = 20.95 < 50$	Condition vérifiée

TABLEAU 2. 17: VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENTS

Conclusion : Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

2.4.3. Les voiles :

Les voiles sont éléments rigide en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le RPA 99 modifié en 2003, 7.7.1. ; le pré-dimensionnement des éléments considère comme voiles doivent satisfaire la condition suivante : $L \geq 4a$

Avec :

a : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

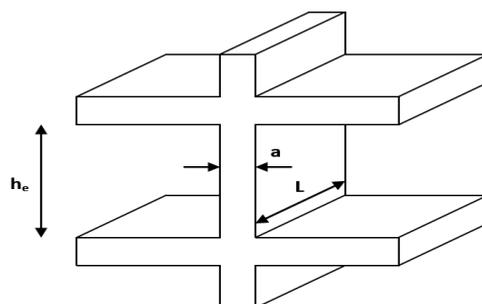


FIGURE 2. 11: COUPE DE VOILE EN ELEVATION

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidités aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

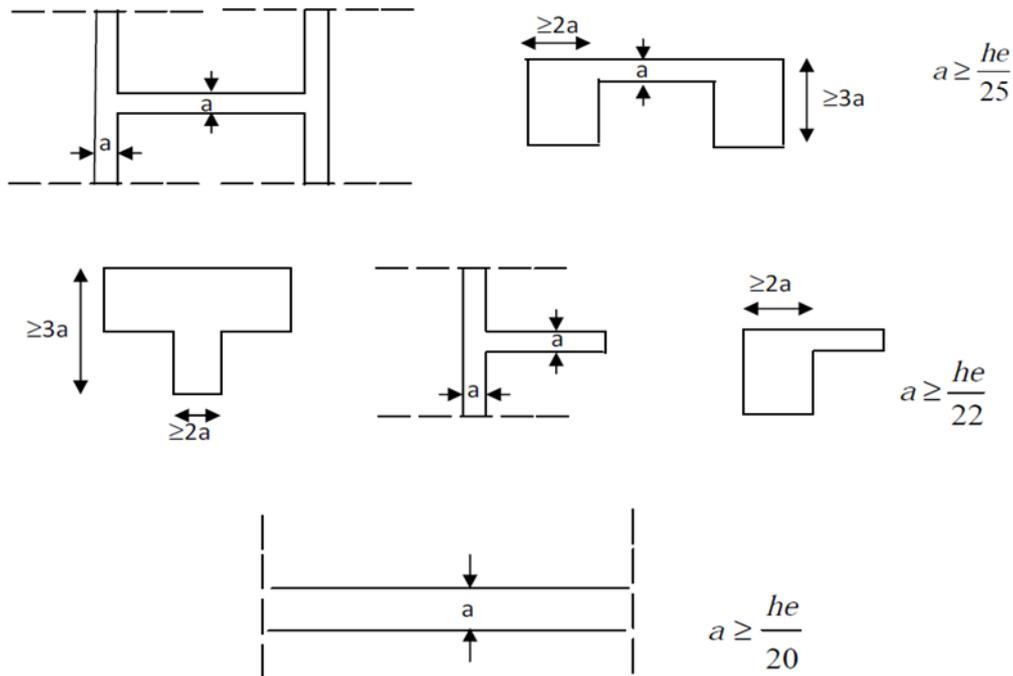


FIGURE 2. 12: COUPE DE VOILE EN PLAN

$$a \geq \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

Application :

$$h_e = 474 - 25 = 449 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{449}{20} = 22.45 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $a = 25 \text{ cm}$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_{\min} \geq 4a \rightarrow 100 \text{ cm} \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : on adopte $a = 25 \text{ cm}$ comme une épaisseur pour les voiles

Chapitre 3 :

Ferraillages des éléments secondaires

3.1. Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure autre que les éléments de contreventement qui sont : l'acrotère, les escaliers, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleine.

3.2. L'acrotère :

3.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et servir de relever d'étanchéité, et sa forme de pente est sert de la protection contre l'infiltration des eaux pluviales ;(figure 3...)

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition(figure 3...), l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres **G** sous forme d'un effort normal vertical **N**.
- une charge d'exploitation horizontale (poussée latérale) **Q=1[KN/ml]** non pondérée qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.
- Une force horizontale sismique **F_p**.

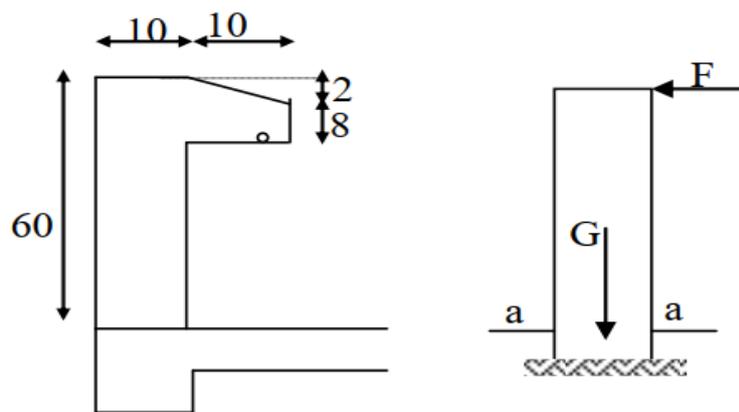


FIGURE 3. 1: COUPE VERTICAL DE L'ACROTERE

3.2.2. Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur (figure3...) dont les dimensions sont les suivantes :

- ✓ Largeur $b=100\text{cm}$
- ✓ Hauteur $H=60\text{cm}$
- ✓ Epaisseur $e=10\text{cm}$

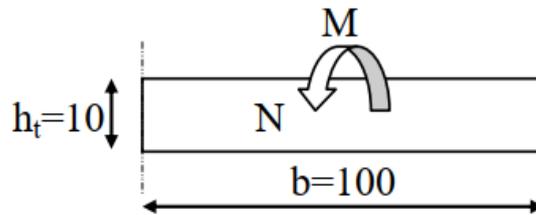


FIGURE 3. 2: SCHEMA DE CALCUL DE L'ACROTÈRE

a. Charges permanentes :

➤ **Poids propre : $W_p = \rho \times S \times L$**

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

L : largeur 1m

$$S = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \left(\frac{0.02 \times 0.1}{2} \right) \right] \times 10^{-4} = 0.069 \text{ m}^2$$

$$W_p = 25 \times 0.069 \times 1 \text{ ml}$$

$$W_p = 1.725 \text{ KN/ml}$$

➤ **Enduit en ciment (2cm) :**

$$w = 18 \times 0.02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1.48 \text{ m}$$

$$w = 20 \times 0.02 \times 1.48 = 0.592 \text{ KN/ml.}$$

$$G = W_p + W = 1.725 + 0.592$$

$$G = 2.317 \text{ KN/ml}$$

b. Charges d'exploitation :

➤ **Surcharges d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$**

➤ **La force sismique F_p : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (RPA 99 version 2003, (Art 6-2-3)).**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 » = 0.25

C_p : Facteur de force horizontale « Tab 6-1 » = 0.8

W_p : poids propre de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.725 \rightarrow F_p = 1.38 \text{ KN./ml.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 1.38 \} \rightarrow Q = 1.38 \text{ kN/ml.}$$

3.2.3. Calcul des efforts :

• **ELU**

$$\text{Effort normal : } N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.317 = 3.128 \text{ KN.}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_u = 1.5 \times F_p \times h = 1.5 \times 1.38 \times 0.6 = 1.242 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant T : } T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

• **ELS**

$$\text{Effort normal : } N_s = G = 2.317$$

$$\text{Moment d'encastrement } M_s = F_p \times h = 1.38 \times 0.6 = 0.83 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant T : } T_s = Q = 1 \text{ KN.}$$

3.2.4. Ferrailage de l'acrotère :

$h = 10\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$

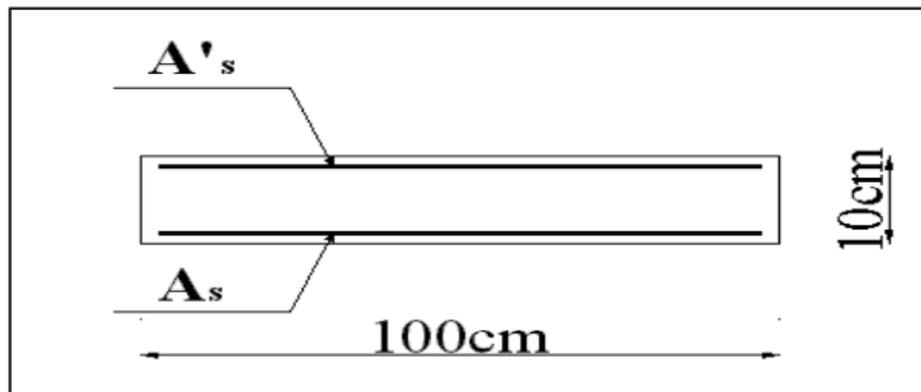


FIGURE 3. 3: SCHEMA DE FERRAILAGE DE L'ACROTERE

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.242}{3.128} = 0.4\text{m} = 40\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c' \text{ (Section partiellement comprimé)}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion composée : $M_{ua} = N_u \cdot e_a$

Avec e_a : distance entre le point d'exploitation de centre de pression «C» et le centre de gravité des armatures tendu.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right); d = 8\text{ cm} . \text{Donc : } e_a = 40 + (8 - 10/2) = 43\text{cm}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot e_a = 3.128 \times 0.43 = 1,345\text{KN.m}$$

➤ Les armatures en flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,345 \times 10^{-3}}{1 \times (0,08)^2 \times 14.2} = 0.0149$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.5$$

$$u_{bu} = 0.0149 < u_{lu} = 0.334 \rightarrow \text{(pas d'armature comprimé } A' = 0)$$

$$u_{bu} = 0.0149 < u_{lu} = 0.275 \rightarrow \text{Methode simplifiée}$$

$$z_b = d(1 - 0.6u_{bu}) = 8(1 - 0.6 \times 0.0149) = 7.93\text{cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$A_f = \frac{M_u}{z_b \times \sigma_s} = \frac{1.242 \times 10^{-3}}{7.93 \times 10^{-2} \times 348} = 4.52 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Soit $A_f = 0.45 \text{ cm}^2$

➤ **Les armatures en flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.45 - \frac{3.128 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 0.36 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 0.36 \text{ cm}^2$

3.2.5. Les vérifications :

a. Vérification à l'ELU :

a.1. Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \right)$$

Avec : $F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times F_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.828}{2.317} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \left(\frac{36 - 0.45 \times 8}{36 - 0.185 \times 8} \right)$$

$$A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2 > A_s = 0.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Soit : $A=4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r=4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ /ml répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement $ST = 25 \text{ cm}$

a.2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(BAEL91Art6.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} (\psi_s = 1.5 \text{ pour HA})$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence et d'entraînement.

V_u : Effort tranchant.

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$V_{u \max} = 39.83 \text{ kN} \rightarrow \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 100.48} = 0.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.166 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : pas de risque d'entraînement des barres.

a.3. Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2):

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

a.4. Espacement des barres (art.8.2.4.2 BAEL 91 modifié 99) :

$$\text{Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min [4h; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

a.5. Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91) :

Pour avoir un bon enracinement droit, il faut mettre en œuvre un enracinement qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.853} = 28.04 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

b. Vérification à L'ELS :

b.1. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.Y ; K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2 \text{ (moment d'inertie)} \\ y: \text{ position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15, b = 100 \text{ cm}, A_s = 2.01 \text{ cm}^2, d = 8 \text{ cm}, A' = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 241.2 = 0 \Rightarrow y = 1.91 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y')^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.91^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 1.91)^2 = 1350.46 \text{cm}^4$$

$$D'où : K = \frac{0.83 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 61.46$$

$$\sigma_{bc} = 61.46 \times 0.019 = 1.17 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b.2. Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{3F_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \left\{ \frac{3 \times 400}{3}, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \cdot \frac{0.83 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} \times (0.08 - 0.0191) = 56.14 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{MPa}$$

→ Condition vérifiée

3.1.6. Plan de ferrailage de l'acrotère :

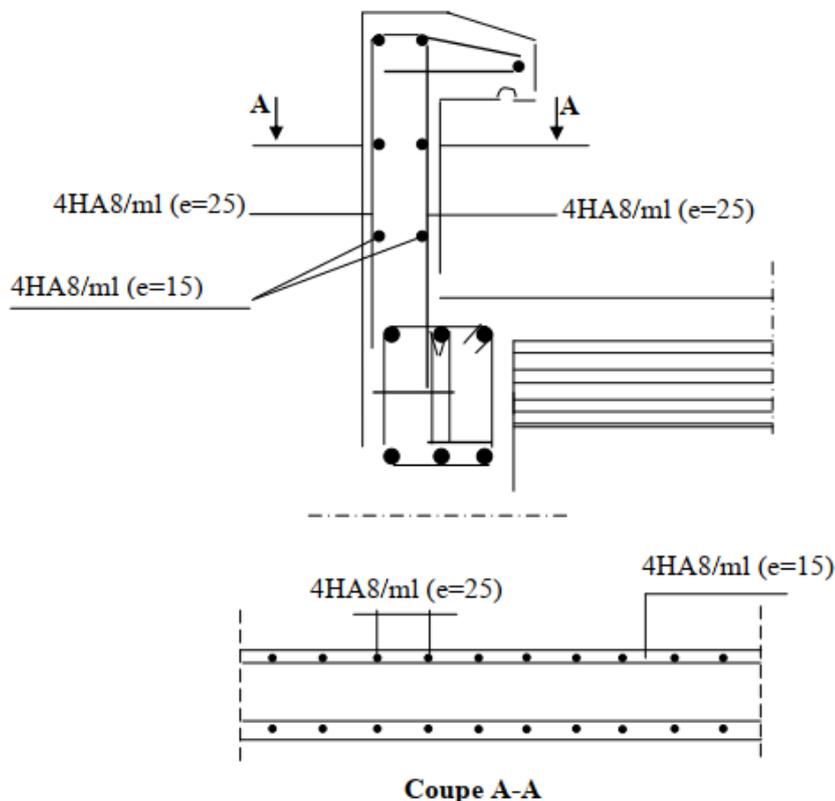


FIGURE 3. 4: PLAN DE FERRAILAGE DE L'ACROTÈRE

3.3. Plancher dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée L_y , petite portée L_x , épaisseur h_t) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées).

$$L_x = 4.25\text{m}$$

$$L_y = 4.5\text{m}$$

$$h_t = 25\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Si : $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens.

Si : $\alpha \geq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.25}{4.5} = 0.94$$

$0.4 \leq \alpha \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

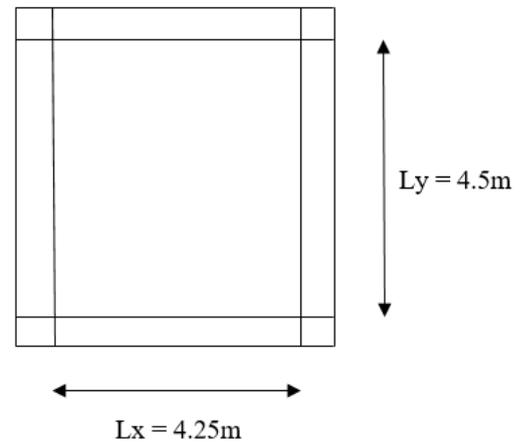


FIGURE 3. 5: PANNEAUX PLUS SOLLICITE

3.3.1. Evaluation des charges :

$$G = 8.55 \text{ KN /m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN /m}^2$$

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5 \times Q) \times 1$$

$$q_u = (1.35 \times 8.55 + 1.5 \times 3.5) \times 1$$

$$q_u = 16.793 \text{ KN /m}$$

ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1$$

$$q_{ser} = (8.55 + 3.5) \times 1$$

$$q_{ser} = 12.05 \text{ KN /m}$$

3.3.2. Calcul des moments isostatiques :

$M_x = \mu_x q L_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

μ_x et μ_y : sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de α et de coefficient de poisson ϑ :

$$\vartheta = 0 \Rightarrow \text{à l'ELU}$$

$$\vartheta = 0.2 \Rightarrow \text{à l'ELS}$$

➤ **Détermination des coefficients μ_x et μ_y :**

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8640 \end{array} \right\}, \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9060 \end{array} \right\}$$

ELU :

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0419 \times 16.793 \times 4.25^2 = 12.709 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.864 \times 12.709 = 10.981 \text{ KN. m}$$

ELS:

$$M_{0x} = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 0.0491 \times 12.05 \times 4.25^2 = 10.687 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.906 \times 10.687 = 9.682 \text{ KN. m}$$

3.3.3. Calcul des moments agissants pour le panneau de rive :

$$M_{\text{appui}} \begin{cases} 0.3M_0 & \text{(dalle de rive)} \\ 0.5M_0 & \text{(dalle intermédiaire)} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0.85M_0 & \text{(dalle de rive)} \\ 0.75M_0 & \text{(dalle intermédiaire)} \end{cases}$$

ELU :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_{0x} = -0.3 \times 12.709 = -3.813 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 12.709 = 10.803 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 10.981 = 9.334 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_{0x} = -0.3 \times 10.687 = -3.206 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 10.687 = 9.084 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 9.682 = 8.23 \text{ KN.m}$$

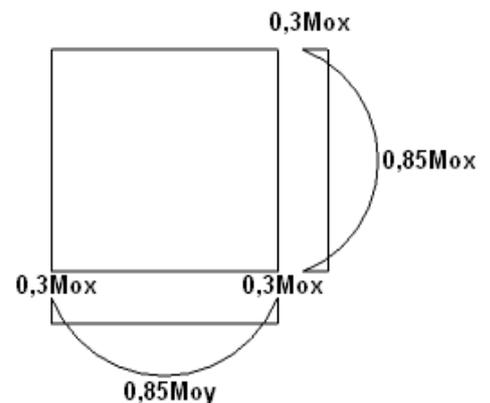


FIGURE 3. 6: PANNEAU DE RIVE

3.3.4. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_x = q \frac{L_x L_y}{(2L_y + L_x)} ; T_y = q \frac{L_x}{3}$$

$$T_x = 16.793 \frac{4.25 \times 4.5}{(2 \times 4.5 + 4.25)} = 24.239 \text{ KN}$$

$$T_y = 16.793 \frac{4.25}{3} = 23.79 \text{ KN}$$

3.3.5. Calcul de ferrillage à l'ELU :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 25cm d'épaisseur :



FIGURE 3. 7: COUPE VERTICALE DE LA DALLE PLEINE

$$h = 25 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 23 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ **En travée :**

Sens	Mt (KN.m)	μ_b	β	At calcul (cm ² /ml)	At adopte (cm ² /ml)	St (cm)
x-x	10.803	0.014	0.993	1.36	5HA12 = 5.65	20
y-y	9.334	0.012	0.994	1.17	5HA12 = 5.65	20

TABEAU 3. 1: FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEIN EN TRAVEE

➤ **En appuis :**

Sens	Ma (KN.m)	μ_b	β	At calcul (cm ² /ml)	At adopte (cm ² /ml)	St (cm)
x-x	3.813	0.006	0.997	0.48	5HA12 = 5.65	20
y-y	3.813	0.006	0.997	0.48	5HA12 = 5.65	20

TABLEAU 3. 2: FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEIN EUX APPUIS

3.3.6. Les vérifications :

a. Vérification à l'ELU :

a.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91 modifié 99) :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot \frac{h_0}{2} (3 - \rho)$$

avec : $\delta_0 = 0.0008$; FeE400 ; $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.94$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times \frac{25}{2} (3 - 0.94) = 2.06 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.06 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.06 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

a.2. Vérification de l'effort tranchant (Art A-5-11/BAEL91 modifié 99) :

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{24.239 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,105 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaire

a.3. Vérification des espacements (Art A-8-2-42/ BAEL91 modifié 99) :

Dans le cas des charges réparties, fissuration peu préjudiciable on a: (BAEL 91).

➤ **Armature dans le sens x-x :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser (2h, 25cm).

$St = 20 \text{ cm} \leq (2h = 50 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Armature dans le sens y-y :**

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser (3h ; 33 cm).

$St = 20 \text{ cm} \leq (3h = 75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow$ Condition vérifiée.

a.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i : n \cdot \pi \cdot \theta = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{24.239 \cdot 10^3}{0,9 \times 230 \times 188.4} = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

b. Vérification à l'ELS :

b.1. Vérification des contraintes dans le béton :

La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = K.Y ; K = \frac{M_{ser}}{I}$$

avec :
$$\begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y')^2 \text{ (moment d'inertie)} \\ y: \text{ position de l'axe neutre} \end{cases}$$

➤ **Aux appuis :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0$$

Avec : $n = 15, b = 100\text{cm}, A_s = 5.65\text{cm}^2, d = 23\text{cm}, A' = 0$
 $50y^2 + 84.75y - 1949.25 = 0 \Rightarrow y = 5.45\text{cm}.$

Calcul de Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y')^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.45^3}{3} + 15 \times 5.65(23 - 5.45)^2 = 31499,17\text{cm}^4$$

➤ **Au travée :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0$$

Avec : $n = 15, b = 100\text{cm}, A_s = 5.65, d = 23\text{cm}, A' = 0$
 $50y^2 + 84.75y - 1949.25 = 0 \Rightarrow y = 5.45\text{cm}.$

Calcul de Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y')^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.45^3}{3} + 15 \times 5.65(23 - 5.45)^2 = 31499,17\text{cm}^4$$

Zone	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MN/m ³)	σbc (MPa)	σ _{bc}	Obs
Appuis	LX	3.206	5.45	31499,17	10.18	0.55	15	CV
	LY	3.206	5.45	31499,17	10.18	0.55	15	CV
Travée	LX	9.084	5.45	31499,17	28.84	1.58	15	CV
	LY	8.23	5.45	31499,17	26.12	1.42	15	CV

TABLEAU 3. 3: ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON

b.2. Vérification de la flèche [BAEL.99/Art6.5,2] :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{25}{450} = 0,059 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{25}{450} = 0,059 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10.803}{10 \times 12.709} = 0,085 \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 23} = 0,0025 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Etant donné que les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s.L^4}{E_v.I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$q_s = 12.05$ KN/ml

E_v : module de déformation longitudinal différé.

$E_v = 3700\sqrt{f_c 28} = 10818.86$ Mpa

\bar{f} : Flèche admissible.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$V_1 = \frac{S_{x-x}}{B_0}; V_2 = h - V_1.$$

Avec : V_1 : la position de l'axe neutre

S_{x-x} : le moment statique

B_0 : la surface de la section homogène.

$$S_{x-x} = \frac{bh^2}{2} + 15.d.A_t = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 23 \times 5.65 = 33199.25 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b.h + 15.A_t = 100 \times 25 + 15 \times 5.65 = 2584.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{33199.25}{2584.75} = 12.84 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.78 = 12.16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15.A_t(V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(12.84^3 + 12.16^3) + 15 \times 5.65(12.16 - 2)^2$$

$$I = 139245.7 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.05 \times 10^{-3} \times 4.5^4}{10818.86 \times 139245.7 \times 10^{-8}} = 0.0047 \text{ m} \leq \bar{f} = \frac{4.5}{500} = 0.009 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toute la vérification, la dalle sera ferrillée pour une bande de 1m comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y).

En travée : 5HA12 (5.65 cm²).

Aux appuis : 5HA12 (5.65 cm²).

3.3.7. Plan de ferrailage de dalle plein :

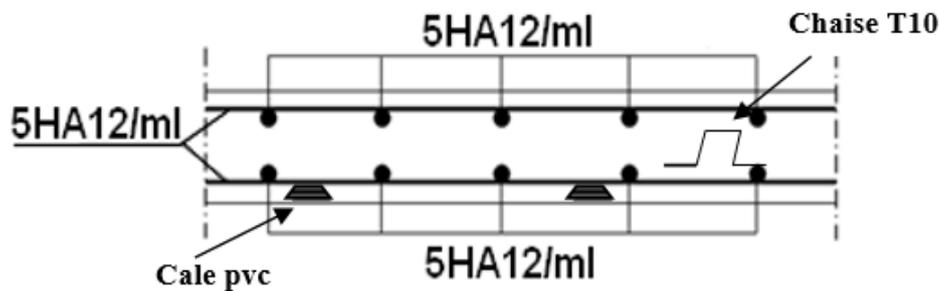


FIGURE 3. 8: PLAN DE FERRAILAGE DE DALLE PLEIN

3.4. Escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Schématisation :

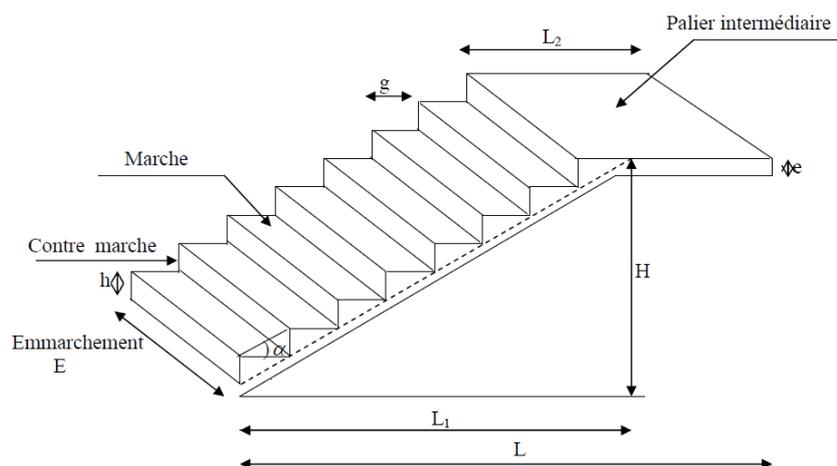


FIGURE 3. 9: COUPE VERTICALE DE L'ESCALIER

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches ; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = \frac{H}{h}$

Avec : H: hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives. le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g » : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs

Le palier : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires à chaque étage.

L'emmarchement : représente la largeur de la marche. Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

3.4.1. pré dimensionnement de l'escalier:

Schéma statique :

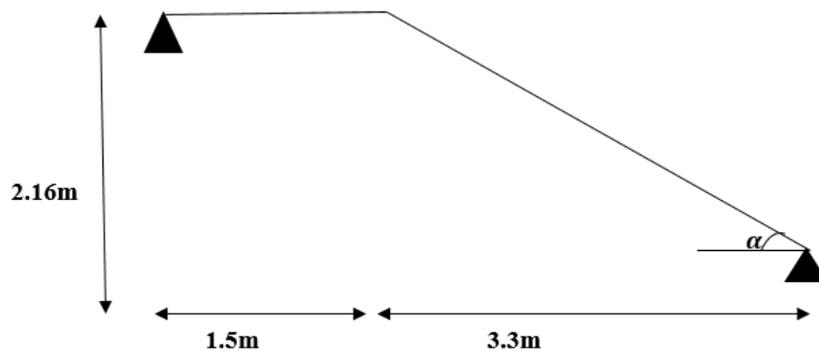


FIGURE 3. 10: SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

$$\text{On prend en compte ce qui suit : } \begin{cases} 14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \\ 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm} \end{cases}$$

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

$$n = \frac{H}{h} = \frac{216}{18} = 12 \quad \rightarrow \quad m = n - 1 = 12 - 1 = 11$$

Soit : $g = 30 \text{ cm}$:

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 30 + 2(18) = 66 \leq 66\text{cm} \text{ (Condition est vérifiée)}$$

La profondeur du palier de repos : $L_p = 150\text{cm}$

La longueur de la ligne de foulée : $L = g (n-1) = 30 \times 11 = 330\text{cm}$.

3.4.2. Pré dimensionnement de la pailleasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier : $\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$

$$\text{tg}_\alpha = \frac{H}{L} = \frac{216}{330} = 0.655 \quad \rightarrow \quad \alpha = 33.22^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\text{Cos}_\alpha} = \frac{330}{0.837} = 394.47\text{cm} \quad \rightarrow \quad L_0 = L' + L_p = 394.47 + 150 = 544.47\text{cm}$$

$$\frac{544.47}{30} \leq e \leq \frac{544.47}{20} \quad \rightarrow \quad 18.45 \leq e \leq 27.22 \quad \rightarrow \quad \text{On prend: } \boxed{e = 20\text{cm}}$$

3.4.3. Charges et surcharger :

a. Charges permanents :

a.1. Paillasse :

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge Gi(KN/m)
01	Poids propre de la paillasse	25	$0.20 \times \frac{1}{\cos \alpha}$	5.977
02	Poids propre des marches	25	$\frac{h}{2} = \frac{0.18}{2}$	2.25
03	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
04	Revêtement de carrelage	22	0.02	0.44
05	Mortier de pose	20	0.02	0.4
06	Couche des able	18	0.02	0.36
07	Enduit plâtre	10	0.002	0.2
TOTALE G = 9.83 KN/m				

TABLEAU 3. 4: CHARGE PERMANENT DE PAILLASSE

a.2. Palier :

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge Gi(KN/m)
01	Poids propre de palier	25	0.20	5
02	Revêtement de carrelage	22	0.02	0.44
03	Mortier de pose	20	0.02	0.4
04	Couche de sable	18	0.02	0.36
05	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
06	Garde-corps	/	/	0.2
Totale G = 6.6 KN/m				

TABLEAU 3. 5: CHARGE PERMANENT DE PALIER

b. Surcharges d'exploitation :

- Paillasse Q = 2.5KN/ m
- Palier Q = 2.5KN/ m

c. Combinaison des charges :

Eléments	ELU (1.35G + 1.5Q) KN/ m	ELS (G + Q) KN/ m
Palier	12.66	9.1
Paillasse	17.02	12.33

TABLEAU 3. 6: COMBINAISONS DES CHARGE POUR CALCUL D'ESCALIER

3.4.4. Calculs des efforts :

ELU :

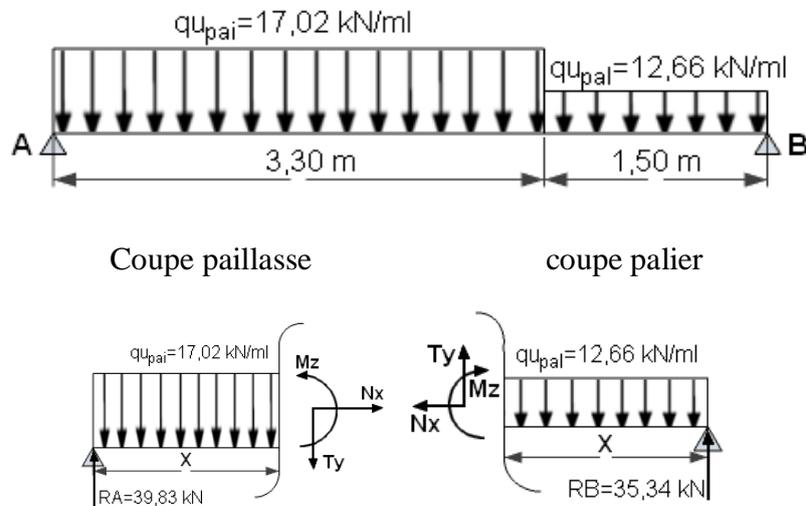


FIGURE 3. 11: CALCUL DES EFFORTS A L'ELU

ELS :

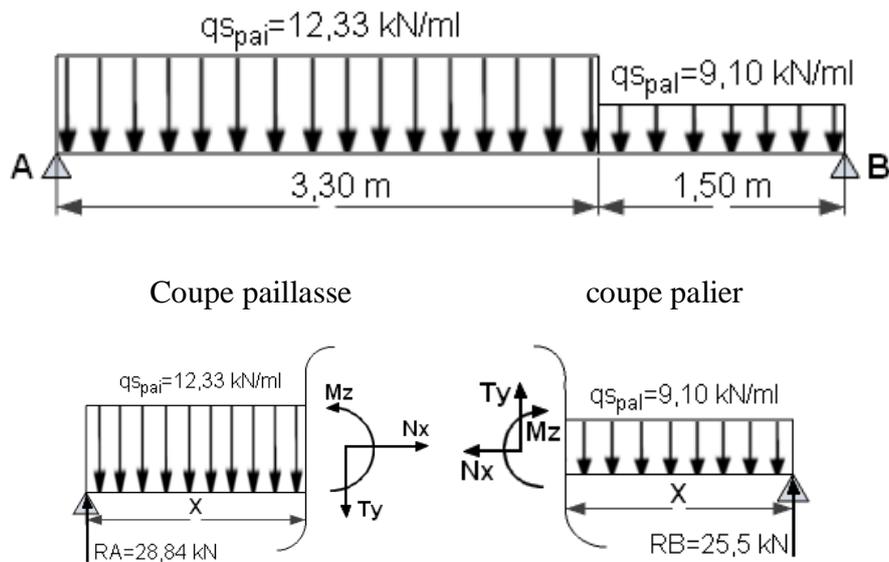


FIGURE 3. 12: CALCULS DES EFFORTS A L'ELS

	Coupe paillasse				Coupe palier			
	Effort Tranchant T (KN)		Moment M (KN.m)		Effort Tranchant T (KN)		Moment M (KN.m)	
	T(0)	T(3.3)	M(0)	M(3.3)	T(0)	T(1.5)	M(0)	M(1.5)
ELU	39.83	-16.34	0	38.77	-35.34	-16.34	0	38.77
ELS	28.84	-11.85	0	33.73	-25.5	-11.85	0	33.37

TABEAU 3. 7: CALCUL DES EFFORT D'ESCALIER

➤ Diagramme des efforts :

ELU :

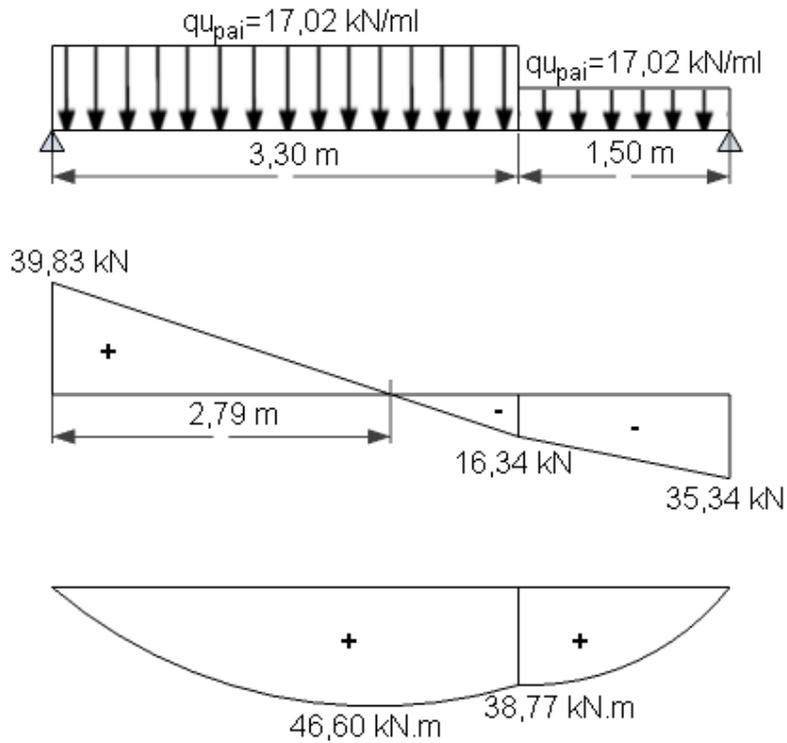


FIGURE 3. 13: DIAGRAMMES DES EFFORTS A L'ELU

ELS :

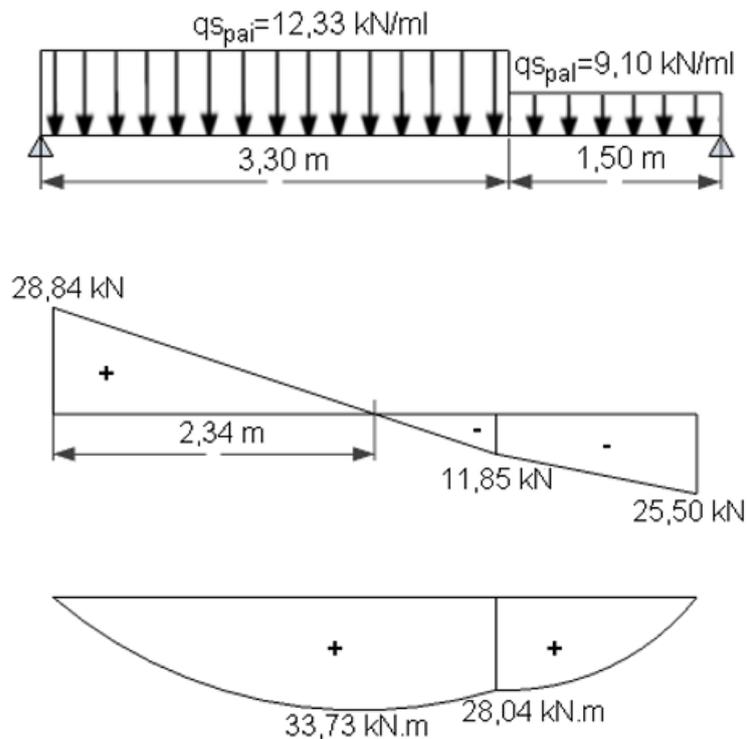


FIGURE 3. 14: DIAGRAMMES DES EFFORTS A L'ELS

3.4.5. Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une bande de 1m avec : $d = 18\text{cm}$; $b = 1\text{m}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bu} = 14.17$; $f_e = 400\text{MPa}$; $\gamma_s = 1.15$.

- **Moment ultime :**

Le calcul des armatures se fait à l'ELU.

Aux appuis : $M_a = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 46.6 = -13.98\text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times 46.6 = 39.61\text{KN.m}$

- **Moment réduit μ_b :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

- **Section D'armature A_s :**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ **Armatures principales :**

Sens	M_u (KN.m)	μ_b	β	A_t calcul (cm^2/ml)	A_t adopté (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	39.61	0.086	0.955	6.62	5HA14 = 7.67	20
Appui	13.98	0.032	0.984	2.27	5HA14 = 7.67	20

TABLEAU 3. 8 : CHOIX DE FERRAILLAGE DES ARMATURES PRINCIPALES D'ESCALIER

➤ **Armatures de répartition :**

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

	A_r (cm^2)	Choix	A_r adopté (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	1.92	5HA10	3.92	20
Appui	1.92	5HA10	3.92	20

TABLEAU 3. 9; CHOIX DES ARMATEURS DE REPARTITION D'ESCALIER

3.4.6. Les vérifications :

a. Vérifications à l'ELU :

a.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91modifié 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

avec : $d = 18\text{cm}$; FeE400 ; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $b = 1\text{m}$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 2.17\text{cm}^2$$

- **Aux appuis** : $A_a = 7.67\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.17\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- **En travées** : $A_t = 7.67\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.17\text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

a.2. Espacement des barres (Art A-8-2-42/ BAEL91modifié 99) :

Armatures principales : $St \leq \min(3h=54\text{cm}, 33\text{cm})$

$St_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$St_a = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition : $St \leq \min(4h=72\text{cm}, 45\text{cm})$

$St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

a.3. Contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A-6-1,3/ BAEL91modifié 99) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} (\psi_s = 1.5 \text{ pour HA})$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence et d'entraînement.

V_u : Effort tranchant.

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8\text{mm}$$

$$V_{u \max} = 39.83\text{KN} \rightarrow \tau_{se} = \frac{39.83 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.8} = 1.118\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1.118\text{MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion : pas de risque d'entraînement des barres.

a.5. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A-5-11/BAEL91modifié 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{39.83 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.22\text{MPa} \leq 3.3\text{MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifiée.

Conclusion : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

a.6. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A-5.1,313/ BAEL91modifié 99) :

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{2V_u^{\max}}{b.a} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u^{\max} < 0,267 . b . a . f_{c28}$

a : désigne la section des appuis égale $0.9d$ ($a = 0.9 \times 180 = 162\text{mm}$)

$$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28} = 0.267 \times 1000 \times 162 \times 25 \times 10^{-3} = 1081.35 \text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 39.83 < 1081.35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur acier :**

$$\text{On doit vérifier : } A_a \geq \frac{Y_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

V_u^{\max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_u : Moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$\frac{1.15}{400} \left(39.83 \times 10^3 + \frac{-13.98 \times 10^6}{162} \right) \times 10^{-2} = 1.33 \text{cm}^2$$

$$A = 7.67 \geq 1.33 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification à l'ELS :

b.1. Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y ; K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 33.73 = -10.12 \text{KN.m}$$

$$\text{Au travée : } M_t = 0.85 \times 33.73 = 28.67 \text{KN.m}$$

$$\text{avec } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2 \text{ (moment d'inertie)} \\ y: \text{ position de l'axe neutre} \end{cases}$$

➤ **Aux appuis :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15, b = 100 \text{cm}, A_s = 7.67, d = 18 \text{cm}, A' = 0$$

$$50y^2 + 115.05y - 2070.9 = 0 \Rightarrow y = 5.39 \text{cm.}$$

Calcul de Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.39^3}{3} + 15 \times 7.67(18 - 5.39)^2 = 23514.04 \text{cm}^4$$

➤ **Au travée :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0$$

Avec : $n = 15, b = 100\text{cm}, A_s = 7.67, d = 18\text{cm}, A' = 0$

$$50y^2 + 115.05y - 2070.9 = 0 \Rightarrow y = 5.39\text{cm}.$$

Calcul de Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.39^3}{3} + 15 \times 7.67(18 - 5.39)^2 = 23514.04\text{cm}^4$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MN/m ³)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
Appuis	10.12	5.39	23514.04	43.04	2.32	15	cv
Travée	28.67	5.39	23514.04	12.20	6.57	15	cv

TABEAU 3. 10: ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON

b.2. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire. et la section est justifiée vis-à-vis l'ouverture des fissures.

b.3. Vérifications de la flèche (Art B.6.5,2 BAEL 91 modifié 99) :

Selon le (Art B.6.5,2 BAEL 91 modifié 99) les conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

h : hauteur total (20cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=4.8 m)

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=100 cm)

d : hauteur utile (d=18cm)

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0,0375 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0,0375 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0,084 \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} = \frac{7.67}{100 \times 18} = 0,0042 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Etant donné que les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = \max(12.33; 9.1) = 12.33 \text{KN/ml}$

E_v : module de déformation longitudinal différé.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.86 \text{Mpa}$

\bar{f} : Flèche admissible.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$V_1 = \frac{S_{x-x}}{B_0}; V_2 = h - V_1.$$

Avec :

V_1 : la position de l'axe neutre

S_{x-x} : le moment statique

B_0 : la surface de la section homogène.

$$S_{x-x} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A_t = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 18 \times 7.67 = 22070.9 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = 100 \times 20 + 15 \times 7.67 = 2115.05 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{22070.9}{2115.05} = 10.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.56 \text{ cm}$$

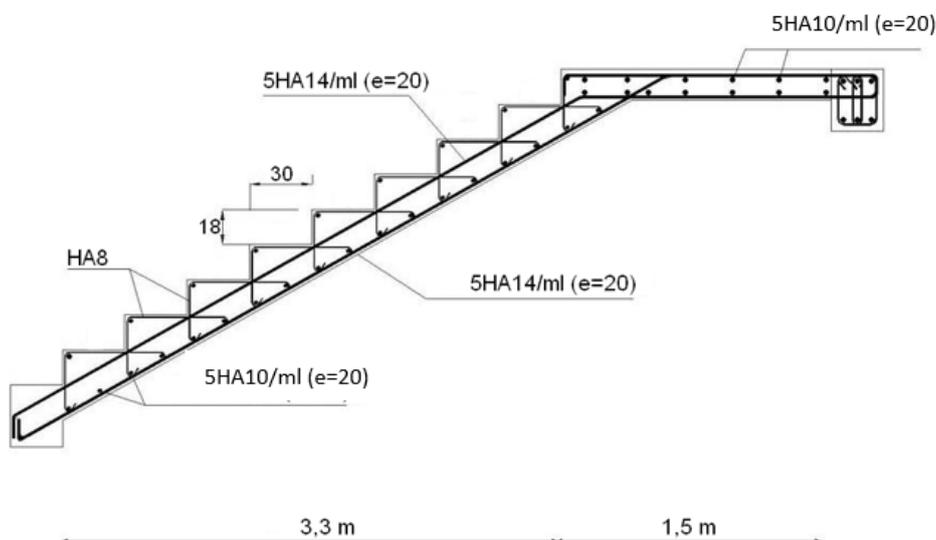
$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_t(V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(10.44^3 + 9.56^3) + 15 \times 7.67(9.56 - 2)^2$$

$$I = 73630.9 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.33 \times 10^{-3} \times 4.8^4}{10818.86 \times 73630.9 \times 10^{-8}} = 0.009 \text{ m} \leq \bar{f} = \frac{4.8}{500} = 0.0096 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : les armatures calculer a l'ELU sont suffisant pour le ferrailage de l'escalier.

3.4.7. Plan de ferrailage d'escalier :



TABEAU 3. 11: PLAN DE FERRAILAGE D'ESCALIER

3.5. Calcul de la poutre palière :

3.5.1. Pré dimensionnement :

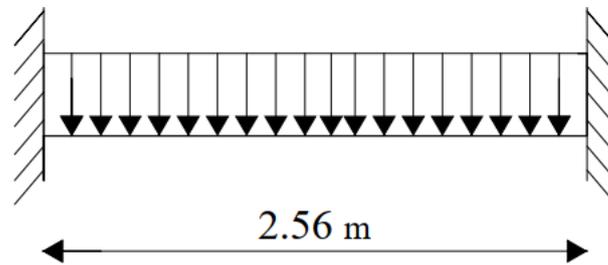


FIGURE 3. 15: SCHEMATISATION DE LA POUTRE PALIERE

Recommandations de l’RPA 99 Version 2003 :

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

➤ Hauteur de la poutre h_t :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{12}$$

$$\frac{265}{15} \leq h_t \leq \frac{265}{12}$$

$$17.67 \leq h_t \leq 22.08 \rightarrow h_t = 20\text{cm} \leq 30\text{cm}$$

On opte : $h_t = 35\text{cm}$

➤ Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $b = 25\text{ cm}$

Conclusion : La poutre aura pour dimensions : $b \times h = 25 \times 35\text{cm}^2$

3.5.2. Exploitation des charges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2.188\text{KN/ml}$

Réaction du palier (ELU) : $R_B = 35.34\text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELS) : $R_B = 25.5\text{ KN/ml}$.

➤ Calcul à l’ELU :

• Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 2T_u/L$$

$$q_u = 1.35 \times 2.188 + 2 \times \frac{35.34}{2.65}$$

$$q_u = 29.625\text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{29.625 \times 2.65^2}{8} = 26.005 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{29.625 \times 2.65}{2} = 39.253 \text{ KN}$$

Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_u = -0.3 \times 26.005 = -7.802 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_u = 0.85 \times 26.005 = 22.104 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**

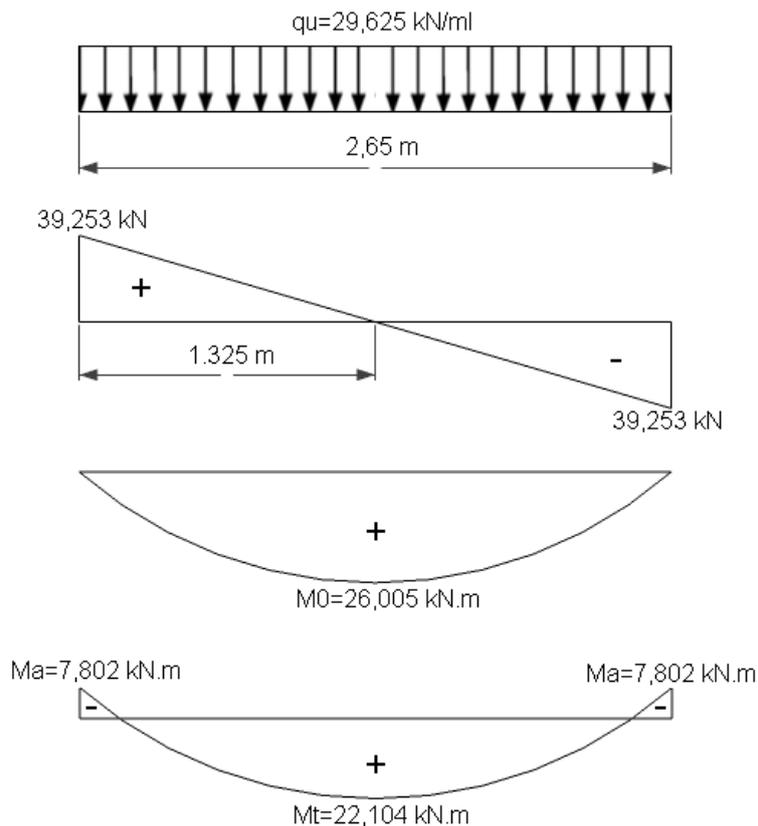


FIGURE 3. 16 : DIAGRAMMES DES EFFORTS ET DES MOMENTS A L'ELU

➤ **Calcul à l'ELS :**

- **Combinaisons de charges :**

$$q_s = G + \frac{2 \cdot T_s}{L}$$

$$q_s = 2.188 + \frac{2 \times 25.5}{2.65} \rightarrow q_s = 21.433 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{21.433 \times 2.65^2}{8} = 18.814 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{21.433 \times 2.65}{2} = 28.399 \text{ kN}$$

Moment aux appuis :

$$M_a = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 18.814 = -5.644 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 18.814 = 15.992 \text{ kN.m}$$

➤ **Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**

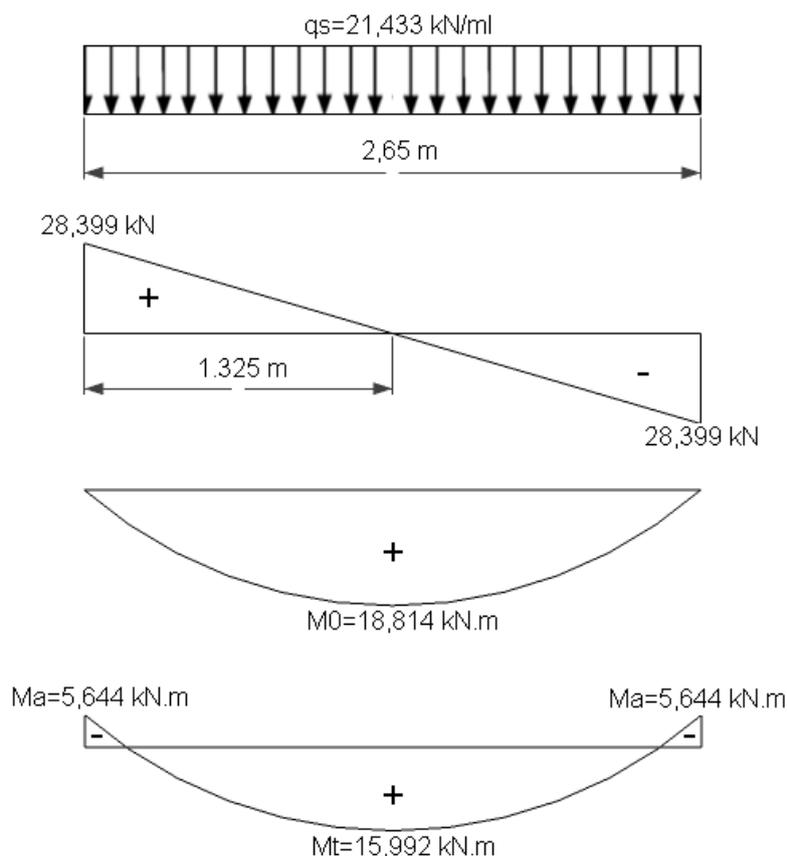


FIGURE 3. 17: DIAGRAMMES DES EFFORTS TRANCHANT

3.5.3. Ferrailage :

➤ **Aux appuis :**

$$M_u = 7.802 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.802 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.17} = 0.02 < \mu_e = 0.392$$

$$\mu_b = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.802 \times 10^6}{0.99 \times 330 \times 348} \times 10^{-2} = 0.686 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12 = 3.39cm²**.

➤ **En travée :**

$$M_t = 22.104 \text{ KN .m}$$

$$\mu_b = \frac{22.104 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.17} = 0.057 < \mu_e = 0.392 \rightarrow \mu_b = 0.057 \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$A_t = \frac{22.104 \times 10^6}{0.970 \times 330 \times 348} \times 10^{-2} = 1.984 \text{ cm}^2$$

On apte pour **3HA12 = 3.39cm²**.

➤ **Calcul les armatures transversales :**

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10}\right) = \min(10 ; 12 ; 25) = 10 \text{ mm}$$

Nous prenons : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_{tmax} \leq \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} = S_{tmax} \leq \min\{29,7; 40\text{cm}\}$$

Soit $S_{tmax} = 25\text{cm}$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\right) = \min(8,75 ; 14,4 ; 30)$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

En travée :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$$

Nous prenons : **S_t=15 cm**

3.5.4. Les Vérifications :

a. Vérification à l'ELU :

a.1. Condition de non fragilité (BAEL91/Art A-4-2-1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23b \cdot d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_a \rightarrow$ condition vérifiée

$A_{\min} < A_t \rightarrow$ condition vérifiée.

a.2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i : n \cdot \pi \cdot \theta = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{39.253 \cdot 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 1.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

a.3. Encrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6 \varphi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

a.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{39.253 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.476 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaire

a.5. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0.4 \times 0.9 \times b d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.9 \times 250 \times 330 \times \frac{25}{1.5} = 495 \text{ kN}$$

$$T_u = 39.253 \text{ kN} < 495 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les armatures inférieures :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(39.253 - \frac{7.802}{0.9 \times 33} \right) = 0.112 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.112 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Encrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6 \varphi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification à l'ELS :

b.1. Etat limite de résistance à la compression [BAEL91/Art.4.5,2] :

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{avec } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2 \text{ (moment d'inertie)} \\ y: \text{ position de l'axe neutre} \end{cases}$$

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0 \text{ avec } n = 15, b = 25, A_s = 3.39\text{cm}^2, d = 33\text{cm}$$

$$12.5y^2 + 50.85y - 1678.05 = 0 \Rightarrow y = 9.73\text{cm.}$$

Calcul de Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2$$

$$I = \frac{25 \times 9.73^3}{3} + 15 \times 3.39(33 - 9.73)^2 = 35211.308\text{cm}^4$$

$$K = \frac{15.992 \times 10^{-3}}{35211.308 \times 10^{-8}} = 45.437$$

$$\sigma_{bc} = 45.437 \times 9.73 \times 10^{-2} = 4.42\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

➤ **En appuis :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0 \text{ avec } n = 15, b = 25, A_s = 3.39\text{cm}^2, d = 33\text{cm}$$

$$12.5y^2 + 50.85y - 1678.05 = 0 \Rightarrow y = 9.73\text{cm.}$$

Calcul de Moment d'inertie I:

$$I = \frac{25 \times 9.73^3}{3} + 15 \times 3.39(33 - 9.73)^2 = 35211.308\text{cm}^4$$

$$K = \frac{5.644 \times 10^{-3}}{35211.308 \times 10^{-8}} = 16.029$$

$$\sigma_{bc} = 16.029 \times 9.73 \times 10^{-2} = 1.56\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b.2. Vérification de la flèche [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{35}{265} = 0,132 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{265} = 0,132 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15,992}{10 \times 18,814} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.5.5. Plan de ferrailage de la poutre palier :

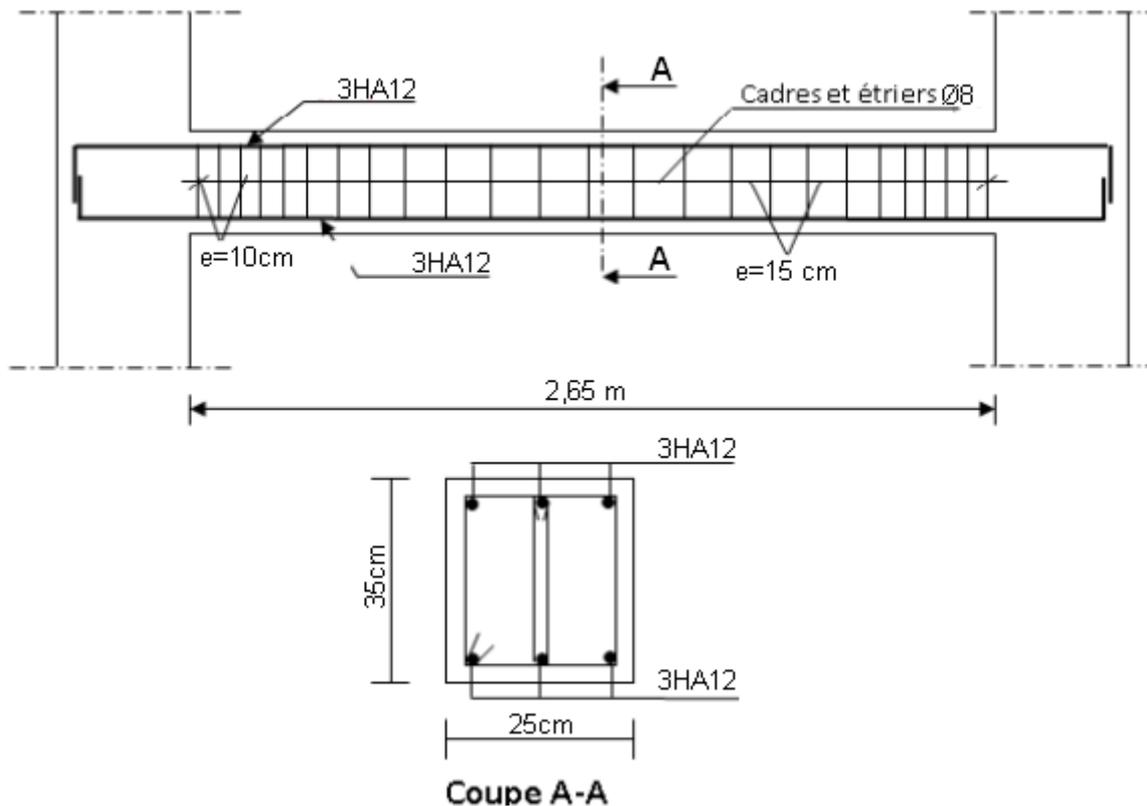


FIGURE 3. 18: PLAN DE FERRAILAGE DE LA POUTRE PALIER

3.6. Dalle pleine de la salle machine :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

- Vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$

- Surface de salle machine : $S=2.9 \times 2.12 = 6.148 m^2$
- Surface de la cabine : $S= 1.60 \times 1.55 = 2.48 m$

La charge totale transmise le système de levage et la cabine chargée est de 90 KN Pour 08 personnes.

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, soumise à des charges localisées. L'étude s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

U et V sont les côtes du rectangle sur lequel la charge P s'applique compte tenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle du béton.

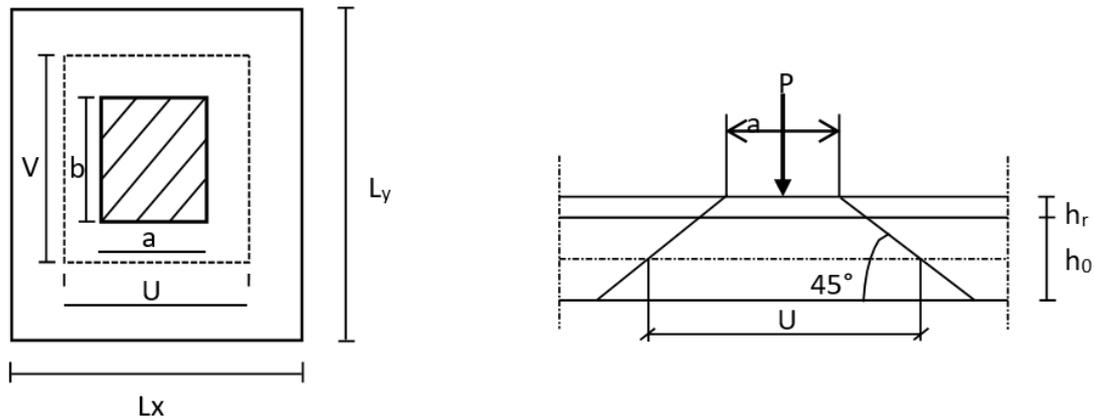


FIGURE 3. 19: REPARTITION DE LA CHARGE LOCALISEE SUR LA DALLE SALLE MACHINE

3.6.1. Dimensionnement :

Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{290}{30} = 9.67 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$. Donc on prend $h_0 = 25 \text{ cm}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{212}{290} = 0.73 \rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$$

La dalle porte sur les deux sens, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des tableaux de PIGEAUD qui permette d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge a des distances symétriques du panneau de la dalle.

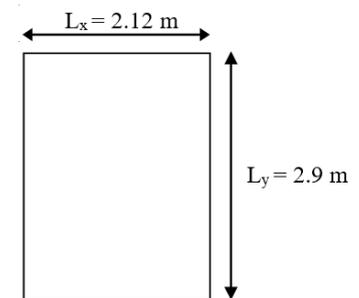
On doit calculer la surface d'impact $U \times V$:

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h & a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } L_x. \\ V = b_0 + h_0 + 2h & b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } L_y. \end{cases}$$

$h = 5 \text{ cm}$ épaisseur de revêtement.

$a_0 = b_0 = 100 \text{ cm}$

$$\begin{cases} U = 135 \text{ cm} \\ V = 135 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} L_x = 212 \text{ cm} \\ L_y = 290 \text{ cm} \end{cases}$$



3.6.2. Calcul des sollicitations :

a. Calcul des sollicitations à L'ELU ($\nu = 0$) :

➤ Système de levage :

$$P = 8 \times 75 \times 10^{-2} = 6 \text{ KN}$$

$$P_t = P \times 15 = 6 \times 15 = 90 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

➤ Dalle en béton armé :

$$G = (25 \times 0.25 + 22 \times 0.05) = 7.35 \text{ KN /m}^2.$$

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

$$Q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1$$

$$\text{Donc: } Q_u = (1.35 \times 7.35 + 1.5 \times 1) \times 1 = 11.423 \text{ KN/m.}$$

b. Calcul des sollicitations à L'ELS ($\nu = 0,2$)

$$q_s = 1 \times 90 = 90 \text{ KN.}$$

$$Q_s = (G + Q) \times 1$$

$$\text{Donc: } Q_s = (7.35 + 1) \times 1 = 8.35 \text{ KN/m.}$$

3.6.3. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = q (M1 + \nu M2)$$

$$M_{y1} = q (\nu M1 + M2)$$

M_1 et M_2 coefficients données en fonction de $(\rho; \frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de **PIGEAUD**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.7$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{135}{212} = 0.6 \rightarrow M_1 = 0.103 ; M_2 = 0.057$$

$$\frac{V}{L_x} = \frac{135}{212} = 0.6$$

ELU:

$$M_{x1} = q_u (M1 + 0 \times M2) = 121.5 \times 0.103 = 12.515 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u (0 \times M1 + M2) = 121.5 \times 0.057 = 6.926 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{x1} = q_s (M1 + 0.2 \times M2) = 90 (0.103 + 0.2 \times 0.057) = 10.296 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (0.2 \times M1 + M2) = 90 (0.2 \times 0.103 + 0.057) = 6.984 \text{ KN.m}$$

3.6.4. Evaluation des moments M_{x2} , M_{y2} système de levage :

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

ELU :

$$\rho = 0.73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.479 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0.0646 \times 11.423 \times 2.12^2 = 3.317 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times Q_u = 0.479 \times 11.423 = 5.472 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$\rho = 0.73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.620 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times Q_s \times L_x = 0.0708 \times 8.35 \times 2.12^2 = 2.657 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times Q_s = 0.620 \times 8.35 = 5.177 \text{ KN.m.}$$

3.6.5. Superposition des moments :

$$M_x(\text{totale}) = M_{x1} + M_{x2}$$

$$M_y(\text{totale}) = M_{y1} + M_{y2}$$

Comb	M _{x1} (KN.m)	M _{y1} (KN.m)	M _{x2} (KN.m)	M _{y2} (KN.m)	M _x (total)	M _y (total)
ELU	12.515	6.926	3.317	5.472	15.832	12.398
ELS	10.296	6.984	2.657	5.177	13.617	12.161

TABLEAU 3. 12 : TABLEAU DES MOMENTS

➤ Les moments dans les travées et les appuis :

Zone	Sens	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)
Aux appuis	L _x	-0.3 x 15.832 = -4.75	-0.3 x 13.617 = -4.09
	L _y	-0.3 x 12.398 = -3.72	-0.3 x 12.161 = -3.65
En travée	L _x	0.85 x 15.832 = 13.46	0.85 x 13.617 = 11.57
	L _y	0.85 x 12.398 = 10.54	0.85 x 12.161 = 10.34

TABLEAU 3. 13: SUPERPOSITION DES MOMENTS

3.6.6. Ferrillage :

Le ferrillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de h=25cm et d=23cm ; b=1m

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Travée :

Sens	M _t (KN.m)	μ _b	β	A _t calcul (cm ² /ml)	A _t adopte (cm ² /ml)	St (cm)
x-x	13.46	0.018	0.991	1.7	5HA12 = 5.65	20
y-y	10.54	0.014	0.993	1.33	5HA12 = 5.65	20

TABLEAU 3. 14: FERRAILLAGE DALLE SALLE MACHINE EN TRAVEE

Appuis :

Sens	M_a (KN.m)	μ_b	β	A_t calcul (cm ² /ml)	A_t adopte (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	4.75	0.006	0.997	0.6	5HA12 = 5.65	20
y-y	3.72	0.004	0.998	0.47	5HA12 = 5.65	20

TABEAU 3. 15: FERRAILAGE DALLE SALLE MACHINE AUX APPUIS

3.6.7. Les vérifications :

a. Vérifications à l'ELU :

a.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91 modifié 99) :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot \frac{h_0}{2} (3 - \rho)$$

avec : $\delta_0 = 0.0008$; FeE400 ; $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times \frac{25}{2} (3 - 0.73) = 2.27 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{ua} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.27 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- En travées : $A_{ut} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.27 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

a.2. Diamètre minimal des barres (Art A-7,21/ BAEL91 modifié 99) :

On doit vérifier : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm}$

$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

a.3. Espacement des barres (Art A-8-2-42/ BAEL91 modifié 99) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser (2h, 25cm).

$S_t = 20 \text{ cm} \leq (2h = 50 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \rightarrow$ Condition vérifiée.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser (3h ; 33 cm).

$S_t = 20 \text{ cm} \leq (3h = 75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow$ Condition vérifiée.

a.4. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42/ CBA93) :

Il faut considérer qu'aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle.

$$q_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU

h : épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(135+135) = 540\text{cm} = 5.4\text{m}$$

$$0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.4 \times 0.25 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 1012.5\text{KN}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN} \leq 1012.5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a.5. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A-5-11/BAEL91 modifié 99) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On a $U = V, P = 1.35G = 121.5 \text{ KN}$ alors :

$$\text{Au milieu de U : } T_{max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{121.5}{2 \times 1.35 + 1.35} = 30\text{KN.}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.35} = 30\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{30 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.13\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification à l'ELS :

b.1. Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y ; K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{avec } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2 \text{ (moment d'inertie)} \\ y: \text{ position de l'axe neutre} \end{cases}$$

➤ Aux appuis :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15, b = 100\text{cm}, A_s = 5.65\text{cm}^2, d = 23\text{cm}, A' = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1949.25 = 0 \Rightarrow y = 5.45\text{cm.}$$

Calcul de Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.45^3}{3} + 15 \times 5.65(23 - 5.45)^2 = 31499.17\text{cm}^4$$

➤ **Au travée :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0$$

Avec : $n = 15, b = 100\text{cm}, A_s = 5.65, d = 23\text{cm}, A' = 0$

$$50y^2 + 84.75y - 1949.25 = 0 \Rightarrow y = 5.45\text{cm.}$$

Calcul de Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.45^3}{3} + 15 \times 5.65(23 - 5.45)^2 = 31499.17\text{cm}^4$$

Zone	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MN/m ³)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
Appuis	L _X	4.09	5.45	31499.17	12.98	0.71	15	CV
	L _Y	3.65	5.45	31499.17	11.59	0.65	15	CV
Travée	L _X	11.57	5.45	31499.17	36.73	2.00	15	CV
	L _Y	10.34	5.45	31499.17	32.82	1.79	15	CV

TABEAU 3. 16 : VERIFICATION DE CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON

b.2. Vérification de la flèche [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{25}{290} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{25}{290} = 0.086 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10.803}{10 \times 12.709} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 23} = 0.0025 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion :

Après toute la vérification, la dalle de la salle machine sera ferrillée pour une bande de 1m comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y).

- En travée : **5HA12 (5.65cm²).**
- Aux appuis : **5HA12 (5.65cm²).**

3.6.8. Plan de ferrillage de la dalle salle machine :



TABEAU 3. 17: PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINE

3.7. Gradin salle de conférence :

Une salle de conférence ou salle de réunion est une salle prévue pour des événements singuliers tels que des conférences d'affaires et réunions . On le trouve couramment dans les grands hôtels et les centres de congrès, bien que de nombreux autres établissements, elle est décomposée essentiellement des gradins sont les bancs placés les uns au-dessus des autres pour que tous les spectateurs qui les occupent puissent voir.

➤ **Schématisation :**

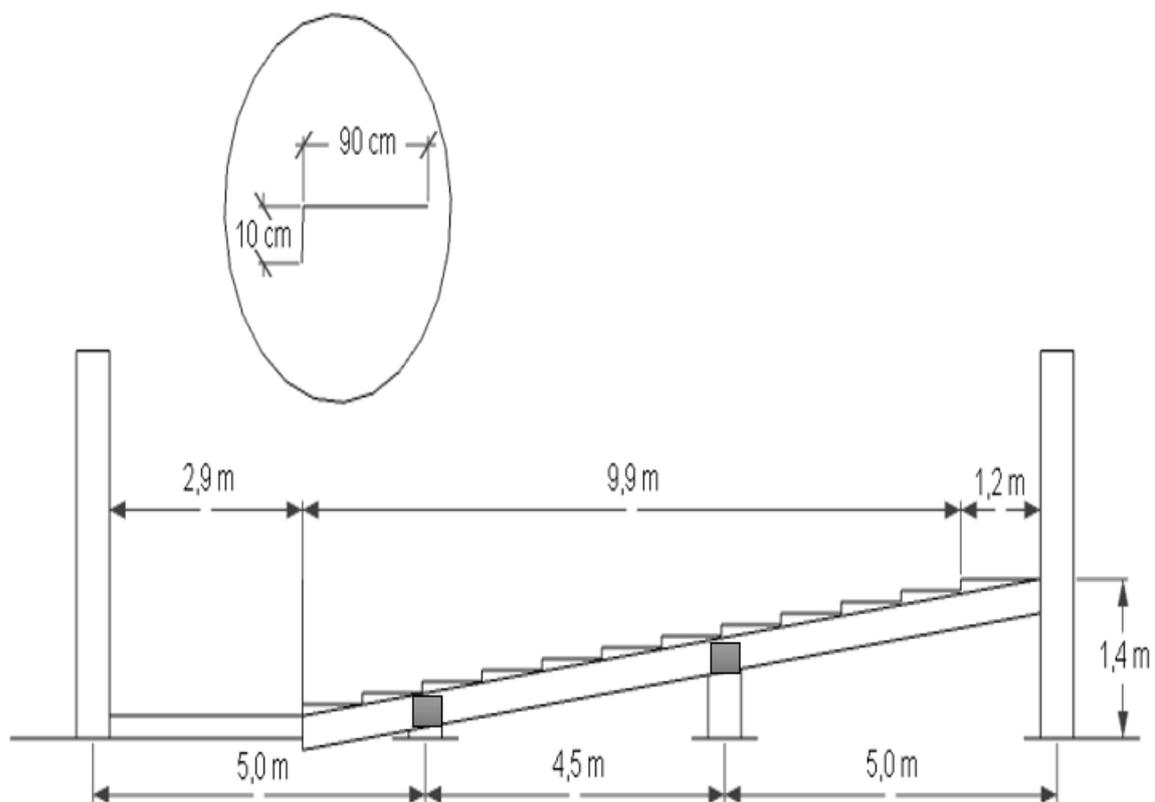


FIGURE 3. 20: SCHEMATISATION DE GRADIN

3.7.1. Pré dimensionnement de salle de conférence :

➤ Schéma statique :

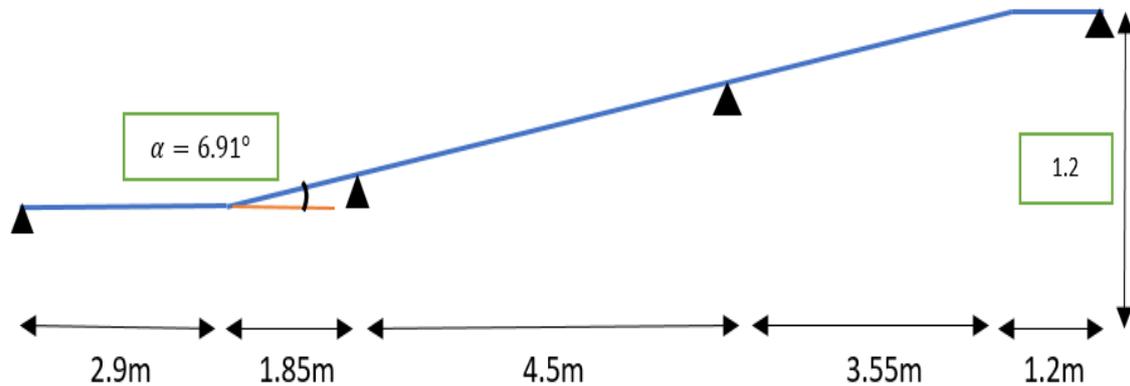


FIGURE 3. 21: SCHEMA STATIQUE DE GRADIN

Soit : $h = 10 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{120}{10} = 12 \rightarrow m = n - 1 = 12 - 1 = 11$$

Soit : $g = 90 \text{ cm}$

La longueur de la ligne de foulée : $L = g (n-1) = 90 \times 11 = 990 \text{ cm}$.

➤ **Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier : $\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{120}{990} = 0.121 \rightarrow \alpha = 6.91^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\text{Cos} \alpha} = \frac{990}{0.993} = 997.08 \text{ cm} \rightarrow L_0 = L' + L_p = 997.08 + 120 = 1117.08 \text{ cm}$$

$$\frac{1117.08}{30} \leq e \leq \frac{1117.08}{20} \rightarrow 37.24 \leq e \leq 55.85 \rightarrow \text{On prend: } \boxed{e = 20 \text{ cm}}$$

3.7.2. Charges et surcharger :

a. Charges permanents :

a.1. Gradin :

	Eléments	Poids volumique $\gamma(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur e (m)	Charge $G_i(\text{KN/m})$
01	Poids propre de la paillasse	25	$0.20 \times \frac{1}{\cos \alpha}$	5.03
02	Poids propre des marches	25	$\frac{h}{2} = \frac{0.18}{2}$	1.25
03	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
04	Revêtement de carrelage	22	0.02	0.44
05	Mortier de pose	20	0.02	0.4
06	Couche de sable	18	0.02	0.36
07	Enduit plâtre	10	0.002	0.2
TOTALE G = 7.88KN/m				

TABLEAU 3. 18 : CHARGES PERMANENTE DE GRADIN

a.2. Palier Gradin :

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur e (m)	Charge $G_i(\text{KN/m})$
01	Poids propre de palier	25	0.20	5.00
02	Revêtement de carrelage	22	0.02	0.44
03	Mortier de pose	20	0.02	0.40
04	Couche de sable	18	0.02	0.36
05	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
06	Garde-corps	/	/	0.20
Totale G = 6.6 KN/m				

TABLEAU 3. 19: CHARGES PERMANENT DE PALIER GRADIN

b. Surcharges d'exploitation :

Gradin $Q = 3.5\text{KN/ m}^2$

Palier gradin $Q = 3.5\text{KN/ m}^2$

C. Combinaison des charges :

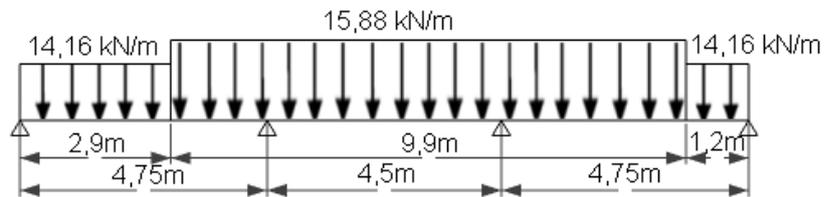
Eléments	ELU (1.35G + 1.5Q) KN/ m	ELS (G + Q) KN/ m
Palier gradin	14.16	9.1

Gradin	15.88	11.38
--------	-------	-------

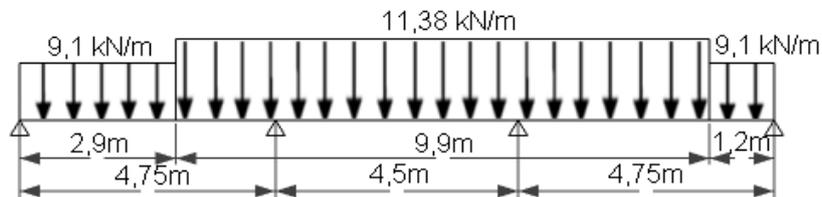
TABEAU 3. 20: COMBINAISON DES CHARGES DE GRADIN

3.7.3. Calculs des efforts :

ELU :



ELS :



➤ **Diagrammes des efforts :**

ELU :

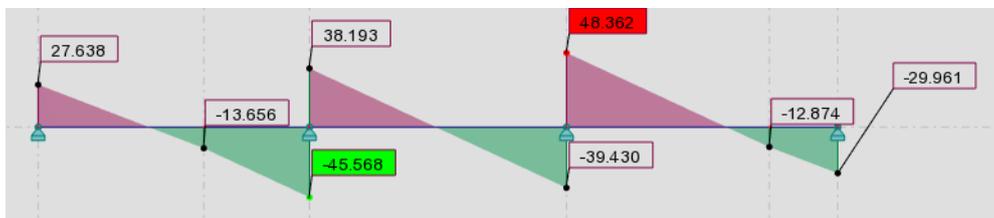


FIGURE 3. 22: DIAGRAMME DES EFFORT TRANCHANT A L'ELU

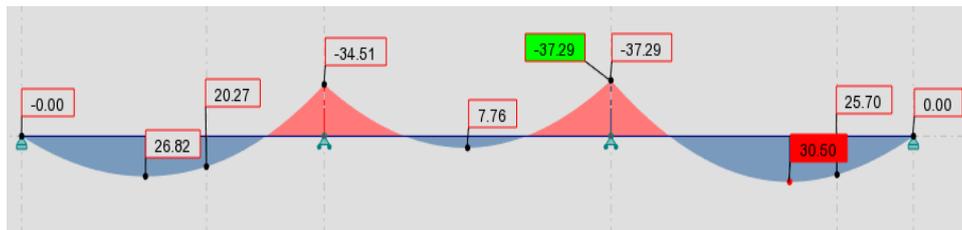


FIGURE 3. 23: DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT A L'ELU

ELS :



FIGURE 3. 24: DIAGRAMME DES EFFORT TRANCHANT A L'ELS

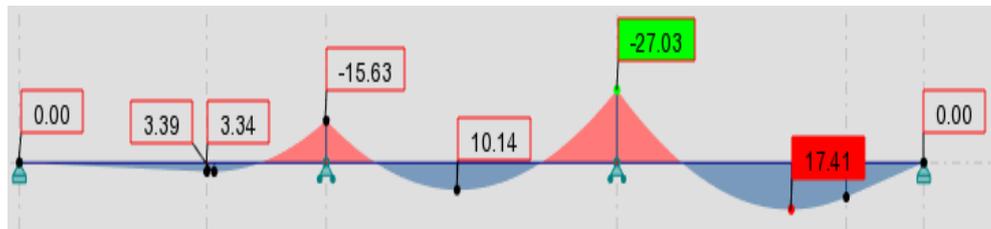


FIGURE 3. 25: DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT A L'ELS

3.7.4. Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une bande de 1m avec : $d=18\text{cm}$; $b=1\text{m}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bu} = 14.17$; $f_e = 400\text{MPa}$; $\gamma_s = 1.15$.

➤ Moment ultime :

Le calcul des armatures se fait à l'ELU.

Aux appuis : $M_a = -0.3M_{\max} = -0.3 \times (-37.29) = 11.19\text{KN.m}$

Au travée : $M_t = 0.85 = 0.85 \times 30.5 = 25.93\text{KN.m}$

➤ Moment réduit μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

➤ Section D'armature A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Armatures principales :

Sens	M_u (KN.m)	μ_b	β	A_t calcul (cm^2/ml)	A_t adopté (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	25.93	0.056	0.971	4.26	6HA12 = 6.78	15
Appui	11.19	0.024	0.988	1.81	6HA12 = 6.78	15

TABLEAU 3. 21: CHOIX DE FERRAILLAGE DES ARMATURES PRINCIPALES DE GRADIN

Armatures de répartition :

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

	A_r (cm^2)	Choix	A_r adopté (cm^2/ml)	St (cm)
Travée	1.70	5HA10	3.92	20
Appui	1.70	5HA10	3.92	20

TABEAU 3. 22: CHOIX DE ARMATURES DE REPARTITION

3.7.5. Les vérifications :

a. Vérifications à l'ELU :

a.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91modifié 99) :

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{ft_{28}}{f_e}$$

avec : $d = 18cm$; FeE400 ; $ft_{28} = 2.1MPa$; $b = 1m$

$$A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 2.17 cm^2$$

- **Aux appuis** : $A_a = 6.78 cm^2 > A_{min} = 2.17 cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- **En travées** : $A_t = 6.78 cm^2 > A_{min} = 2.17 cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

a.2. Espacement des barres (Art A-8-2-42/ BAEL91modifié 99) :

➤ Armatures principales : $St \leq \min(3h=54cm, 33cm)$

$St_t = 15cm < 33 cm \rightarrow$ Condition vérifiée.

$St_a = 15cm < 33 cm \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Armatures de répartition : $St \leq \min(4h=72cm, 45cm)$

$St = 15cm < 45 cm \rightarrow$ Condition vérifiée.

a.3. Contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A-6-1,3/ BAEL91modifié 99) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times ft_{28} (\psi_s = 1.5 \text{ pour HA})$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence et d'entraînement.

V_u : Effort tranchant.

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08mm$$

$$V_{u \max} = 48.36KN \rightarrow \tau_{se} = \frac{48.36 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 1.32MPa$$

$\tau_{se} = 1.32MPa \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15MPa \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion : pas de risque d'entraînement des barres.

a.4. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A-5-11/BAEL91modifié 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{48.36 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.27\text{MPa} \leq 3.3\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

a.5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A-5.1,313/ BAEL91modifié 99) :

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{2V_u^{\max}}{b.a} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u^{\max} < 0,267 . b . a . f_{c28}$

a : désigne la section des appuis égale 0.9d (a = 0.9 × 180 = 162mm)

$$0,267 . b . a . f_{c28} = 0.267 \times 1000 \times 162 \times 25 \times 10^{-3} = 1081.35\text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 48.36 < 1081.35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur acier :**

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$

V_u^{\max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_u : Moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$\frac{1.15}{400} \left(48.36 \times 10^3 + \frac{11.19 \times 10^6}{162} \right) \times 10^{-2} = 3.37\text{cm}^2$$

$$A_a = 6.78 \geq 3.37\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification à l'ELS :

b.1. Vérification des contraintes dans le béton :

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

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = K.Y ; K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Aux appuis : $M_a = -0.3M_{max} = -0.3 \times (-27.03) = 8.11\text{KN.m}$

Au travée : $M_t = 0.85 = 0.85 \times 17.41 = 14.80\text{KN.m}$

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2 \text{ (moment d'inertie)} \\ y: \text{ position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

➤ **Aux appuis :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0$$

Avec : $n = 15, b = 100\text{cm}, A_s = 6.78\text{cm}^2, d = 18\text{cm}, A' = 0$

$$50y^2 + 101.7y - 1830.6 = 0 \Rightarrow y = 5.12\text{cm.}$$

Calcul de Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.12^3}{3} + 15 \times 6.78(18 - 5.12)^2 = 21345.38\text{cm}^4$$

➤ **Au travée :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0$$

Avec : $n = 15, b = 100\text{cm}, A_s = 6.78, d = 18\text{cm}, A' = 0$

$$50y^2 + 101.7y - 1830.6 = 0 \Rightarrow y = 5.12\text{cm.}$$

Calcul de Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.12^3}{3} + 15 \times 6.78(18 - 5.12)^2 = 21345.38\text{cm}^4$$

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MN/m ³)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Obs
Appuis	8.11	5.12	21345.38	0.038	1.95	15	cv
Travée	14.80	5.12	21345.38	0.069	3.55	15	cv

TABLEAU 3. 23: VERIFICATION DE LA CONTRAINT DE COMPRESSION DU BETON

b.2. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire. et la section est justifiée vis-à-vis l'ouverture des fissures.

b.3. Vérification de la flèche :

Selon le (Art B.6.5,2 BAEL 91 modifié 99) les conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total (20cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 4.75 m)

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=100 cm)

d : hauteur utile (d=18cm)

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{20}{475} = 0,0421 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{475} = 0,0421 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0,085 \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0,0038 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Etant donné que les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot l^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

q_s = max(q_{s1} ; q_{s2}) = max(11.38 ; 9.1) = 11.38KN/ml

E_v : module de déformation longitudinal différé.

E_v = 3700³√fc28 = 10818.86Mpa

\bar{f} : Flèche admissible.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$V_1 = \frac{S_{x-x}}{B_0} ; V_2 = h - V_1.$$

Avec :

V₁ : la position de l'axe neutre

S_{x-x}: le moment statique

B₀ : la surface de la section homogène.

$$S_{x-x} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A_t = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 18 \times 6.78 = 21830.6 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = 100 \times 20 + 15 \times 6.78 = 2101.7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{22070.9}{2115.05} = 10.39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(10.39^3 + 9.61^3) + 15 \times 6.78(9.61 - 2)^2$$

$$I = 72860.53 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.38 \times 10^{-3} \times 4.75^4}{10818.86 \times 72860.53 \times 10^{-8}} = 0.0095 \text{ m} \leq \bar{f} = \frac{4.75}{500} = 0.01 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : les armatures calculer a l'ELU sont suffisant pour le ferrailage de l'escalier.

3.7.6. Poutres gradin :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent le gradin.

➤ **Pré dimensionnement :**

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

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33.33 \leq h \leq 50 \rightarrow \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 32 \rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

3.7.7. Plan de ferrailage :

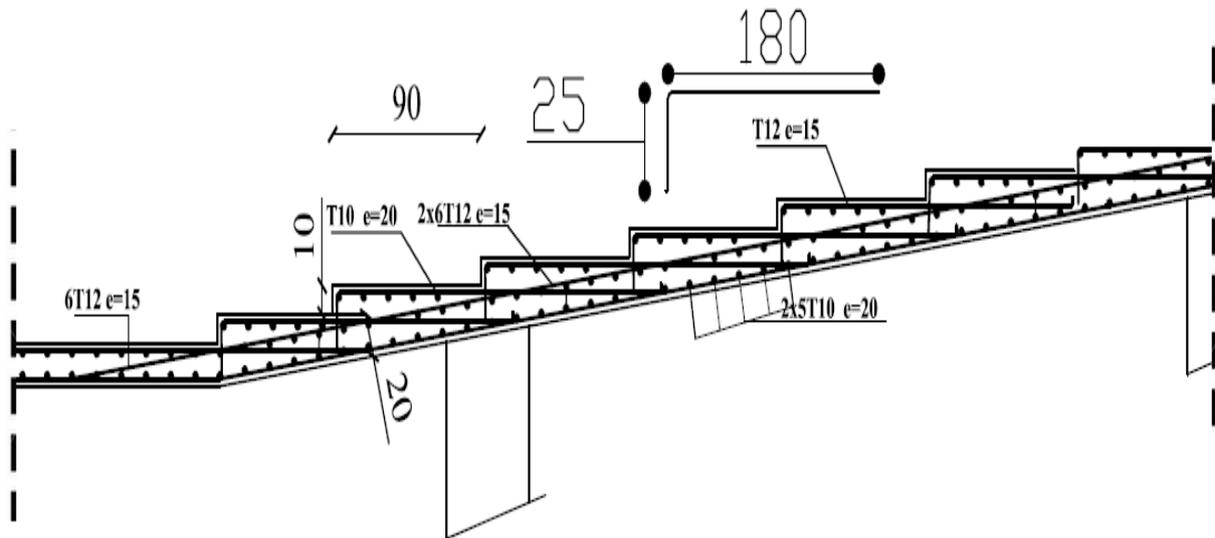


FIGURE 3. 26: PLAN DE FERRAILLE DE GRADIN

Chapitre 4 :

Etude dynamique et sismique

4.1. Introduction :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique

4.2. Objectifs de l'études dynamique :

Objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

4.3. Modalisation :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de DDL par un modèle ayant un nombre de DDL fini. En d'autre terme la modélisation crée un modèle mathématique simplifié avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux qui va nous permettre une simulation du comportement de la structure réelle.

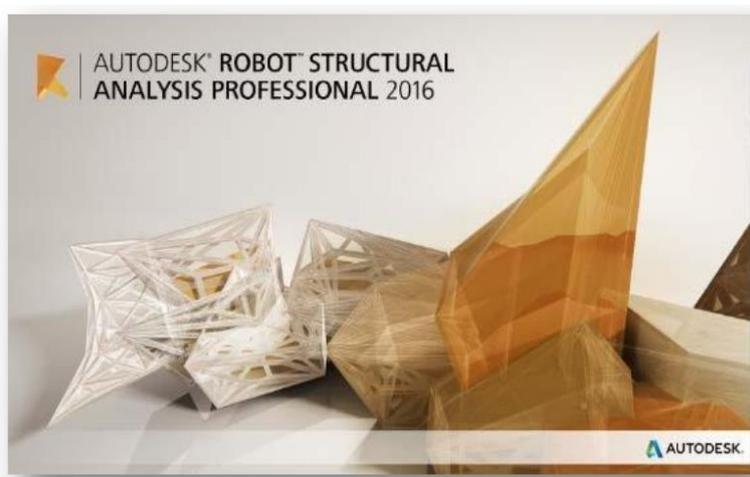
Le modèle adopte comporte 6 niveaux encastree à la base (sous-sols,rez-de-chaussée,4 étage), le modèle comporte des poteaux, poutres, voiles, planchers, et d'autres éléments sont introduits comme un chargement.

Dans cette étape on a besoin d'un logiciel de calcul et modélisation structurel dans notre étude on a utilisé logiciel **ROBOT**.

4.3.1. Présentation de logiciel ROBOT :

Robot est un logiciel dérivé de la société Autodesk, c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie.il est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de la structure.

Ce logiciel permet de créer des structures, les calculées, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par robot permet de définir la note de calcul ainsi que des plans de ferrailage. Ce logiciel offre un calcul plus étendu par rapport aux autres codes car Il est avantage par l'intégration du règlement RPA et la configuration avec le règlement international BAEL



4.3.2. Les étapes de modélisation :

En général La modélisation sur robot consiste les étapes suivantes :

- 1- Spécifier la géométrie de la structure à modéliser : choix de type de la structure, préférence de l'affaire
- 2- La définition des propriétés géométrique des éléments : éléments barre et élément surfacique
- 3- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes ;
- 4- Appliquer les charges ;
- 5- Spécifier les options d'analyse (options d'analyse modale) ;
- 6- Exécuter l'analyse ;
- 7- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats).

4.3.3. Présentation d'ouvrage :

Notre bâtiment est à usage Bureaux (groupe d'usage 2), situé dans la wilaya d'Alger, zone sismique III, site S3 et constitué de 6 niveaux s-sol+RDC+4.

➤ Les caractéristiques du bâtiment :

La hauteur totale du bâtiment = 26.34m
La hauteur de sous-sol = 4.74m
Hauteur de rez-de-chaussée et d'étage courant = 4.32m
La longueur totale = 17.41m
La largeur totale = 15m
La résistance caractéristique du bâtiment à 28j = 25Mpa
La limite élastique de l'acier utilisé = 400Mpa

➤ Pré-dimensionnement :

Poteaux Intermédiaire = 50x100 cm²
Poteaux de rive = 50x50 cm²
Poutres principales intermédiaires = 50x100 cm²
Poutres principales de rive = 35x45 cm²
Poutres secondaires = 35x45 cm²
Poutres palière = 25x35 cm²
Epaisseur dalle plein = 25 cm
Epaisseur voile = 25 cm
Epaisseur dalle salle machine = 25 cm

Epaisseur palier = 20 cm
 Epaisseur volée = 20 cm

➤ **Présentation de la vue en 3D :**

La modélisation de notre structure à partir de logiciel **ROBOT** nous a donné la vue en 3D suivante :

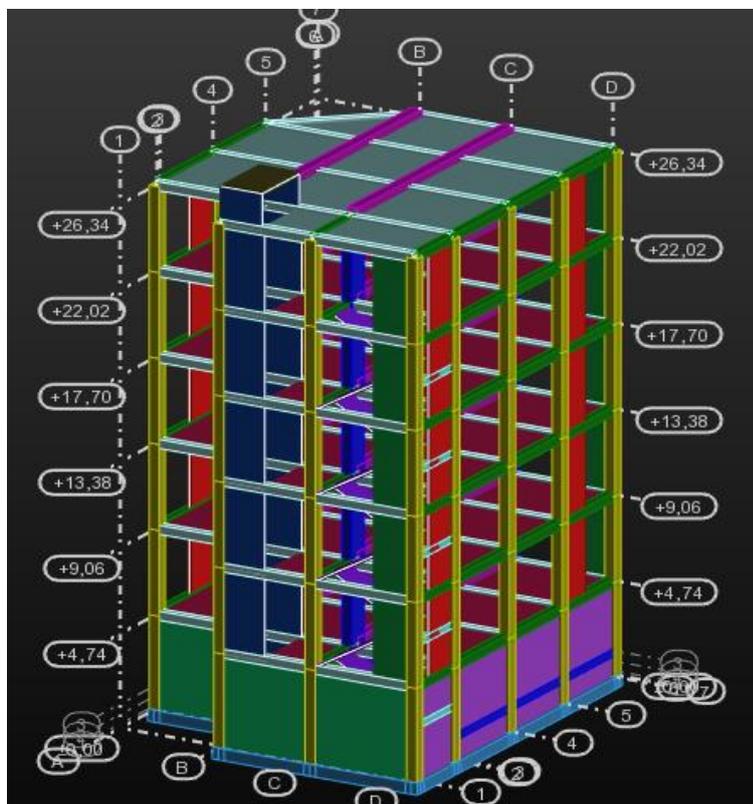


FIGURE 4. 1 : VUE EN 3D DE STRUCTURE

➤ **Présentation de la vue en plan :**

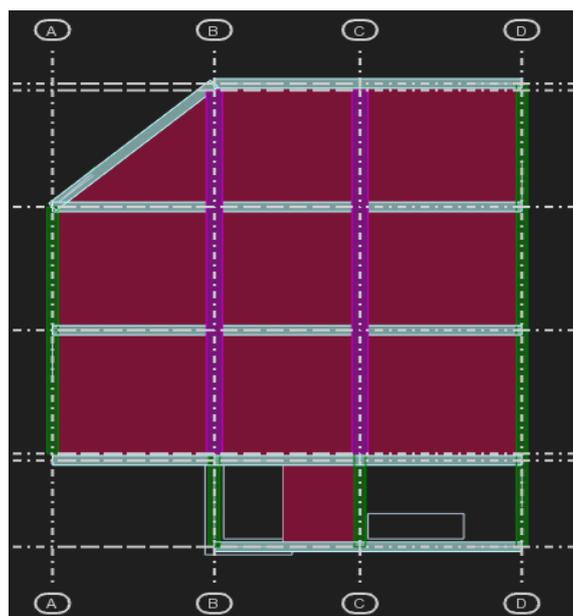


FIGURE 4. 2 : VUE EN PLAN DE STRUCTURE

4.3.4. Caractéristiques géométriques :

➤ **Centre de masse :**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}, \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec: $\left[\begin{array}{l} M_i : \text{La masse de l'élément « i ».} \\ (X_{Gi} ; Y_{Gi}) \text{ Les Coordonnées de l'élément « i ».} \end{array} \right.$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et de centre de torsion pour toute structure comportant des planchers horizontaux rigides dans leur plan. On supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande valeur des deux entités suivantes :

✓ Excentricité théorique.

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

✓ Excentricité accidentelle :

Elle est exigée par le RPA (ART 4.2.7). Elle égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e_a = \max \{ 5\% LX ; 5\% LY \}$$

$$\text{Sens } XX' : e_a = 0,05 \times 14,5 = 0,725 \text{ m}$$

$$\text{Sens } YY' : e_a = 0,05 \times 16,9 = 0,845 \text{ m}$$

Les résultats donnés par **ROBOT** sont représentés dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
3/ 1	RDC	685934,38	7,90 8,56 3,59	7,69 8,78 3,54	0,21	0,22
3/ 2	Etage 1	685934,38	7,90 8,56 7,91	7,69 8,78 7,86	0,21	0,22
3/ 3	Etage 2	685934,38	7,90 8,56 12,23	7,69 8,78 12,18	0,21	0,22
3/ 4	Etage 3	685934,38	7,90 8,56 16,55	7,69 8,78 16,50	0,21	0,22
3/ 5	Etage 4	696517,19	7,89 8,57 20,96	7,55 8,78 20,89	0,35	0,21

TABLEAU 4. 1 : CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE RIGIDITE DE CHAQUE ETAGE

4.4. Etude sismique :

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante. Le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

Le **Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003)** propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

4.4.1. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage

4.4.2. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facture d'amplification dynamique moyen

Q : facture de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W = W_{Gi} + \beta W_Q$

➤ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

4.4.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas -permise.

➤ **Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de calcul. Les modes propres dépendent de la masse et de la rigidité structure.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- ✓ Pour chaque mode propre : la période, les énergies et les masse participantes.
- ✓ Pour chaque direction : déplacements, réactions et les efforts correspondants à chacun des modes propres.

a. Application de la Méthode Dynamique Modale Spectrale :

➤ **Définition du spectre de réponse de calcul (RPA 2003/V99 A 4.3.3) :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

➤ **Coefficient d'accélération de zone A**

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003) Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas : (zone III, Groupe 2) → **A= 0,25**

➤ **Coefficient de comportement de la structure (R)**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA99/v2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3.5**

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Il est en fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,46	0,68	70,24	0,38
3/ 2	1,72	0,58	70,98	70,03
3/ 3	2,20	0,45	73,64	72,03
3/ 4	5,16	0,19	88,83	72,15
3/ 5	6,25	0,16	88,83	74,12
3/ 6	6,45	0,16	88,94	89,02
3/ 7	6,90	0,14	88,94	89,08
3/ 8	7,03	0,14	88,94	89,11
3/ 9	7,24	0,14	88,94	89,11
3/ 10	7,40	0,14	88,94	89,11
3/ 11	7,87	0,13	88,94	89,71
3/ 12	8,73	0,11	88,98	89,73
3/ 13	9,50	0,11	89,04	89,74
3/ 14	9,72	0,10	89,10	89,74
3/ 15	9,78	0,10	90,68	89,78
3/ 16	10,16	0,10	90,80	89,78
3/ 17	10,48	0,10	94,38	90,02

TABLEAU 4. 2: RESULTAT D'ANALYSE MODALE

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, tableau (RPA 4.7) Donne : (T₁ =0,15sec, T₂ =0,50sec)

η : Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 0.07)}} = 0.8819$$

Pour calculer le facteur d'amplification dynamique (D), il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la valeur obtenue par la formule suivante (art. 4.2.4 du RPA 99 modifié 2003)

D'après RPA 99 modifier 2003 la valeur de T calculée à partir des formule ou de la méthode numérique ne doivent pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

C'est-à-dire : $T_{\text{numérique}} \leq 1.3 T_{\text{empirique}}$

$$T_{\text{numérique}}(X) = 0.68s \rightarrow T_{\text{empirique}}(X) = 0.09 \cdot \frac{H_N}{D_x} = 0.52s$$

$$T_{\text{numérique}}(Y) = 0.58s \rightarrow T_{\text{empirique}}(y) = 0.09 \cdot \frac{H_N}{D_y} = 0.47s$$

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4}$$

Avec : C_T : coefficient dépend de système de contreventement et du type de remplissage, (retiré du tableau 4.6 du RPA 99 modifié 2003). $C_T = 0.05$

H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (21.60)^{3/4} = 0,52 s$$

$$T_{\text{empirique}}(x) = \min(T_{\text{empirique}} ; T_{\text{empirique}}(x)) = 0.52s$$

$$T_{\text{empirique}}(y) = \min(T_{\text{empirique}} ; T_{\text{empirique}}(y)) = 0.47s$$

$$T_{\text{numérique}}(X) = 0.68s \leq 1.3 T_{\text{empirique}}(x)$$

$$T_{\text{numérique}}(Y) = 0.58s \leq 1.3 T_{\text{empirique}}(y)$$

Donc on prend : $T = 0.68s$

$$D_x = D_y = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,50}{0,68}\right)^{2/3} = \mathbf{1.8}$$

➤ **Poids total de la structure W_T :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ et } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanents et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération avec: $\beta = 0,2$ (donné par le tableau (4.5) du RPA 99 modifié 2003)

Logiciel robot donnée automatiquement cette valeur donc $W = 34402.547 \text{ KN}$

➤ **Facteur de qualité Q**

Donné par le RPA 99 modifié 2003 (Art.4.2.3) par la formule suivante :

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

P_q : la pénalité à retenir selon le critère de qualité q .

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,05
2. Redondance en plan	0,00	0,05
3. Régularité en plan	0,00	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q=1+0,05+0,05+0,05+0,05=1,2		

TABLEAU 4. 3 : FACTEUR DE QUALITE

b. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :

➤ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul de spectre de réponse on utilise le spectre RPA 2003 :

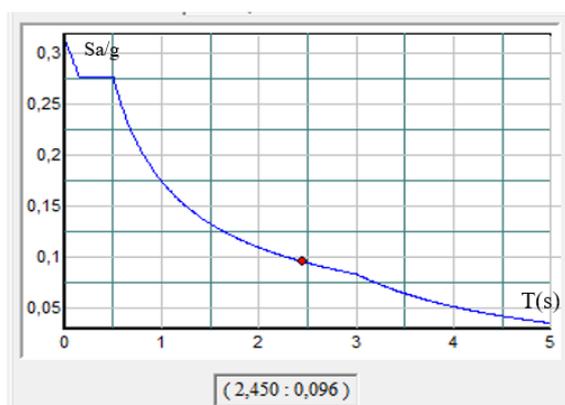


FIGURE 4. 3: SPECTRE DE REPONSE

➤ **Présentation Des 3 Premiers Modes De Vibration :**

1er Mode : translation suivant l'axe X → T = 0.68 (s)

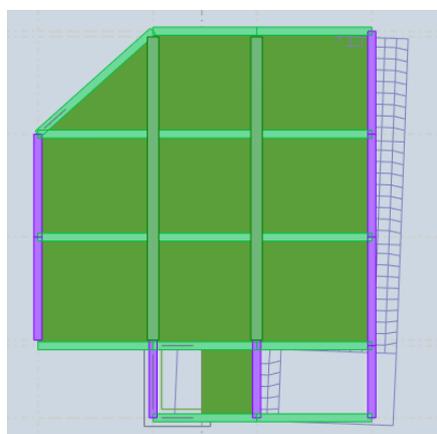


FIGURE 4. 4: 1ER MODE DE VIBRATION

2^{ème} Mode : translation suivant l'axe Y → T = 0.58 (s)

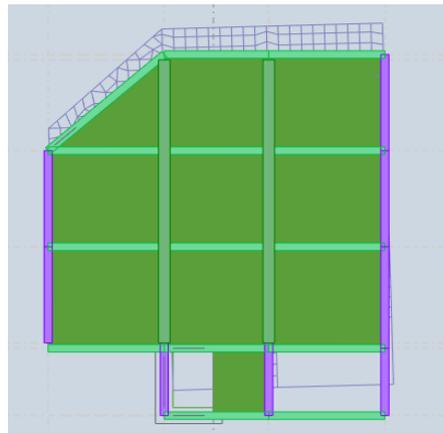


FIGURE 4. 5: 2EME MODE DE VIBRATION

3^{ème} Mode : Rotation suivant l'axe Z → T = 0.45 (s)

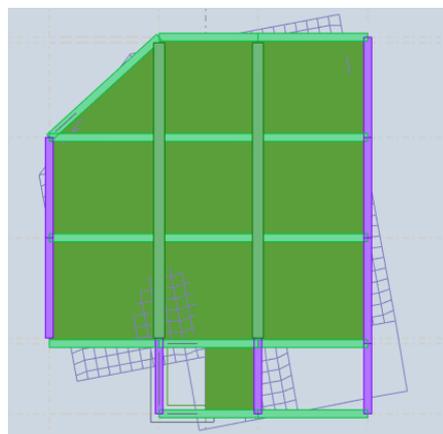


FIGURE 4. 6: 3EME MODE DE VIBRATION

4.4.4. Les vérifications :

a. Vérification du pourcentage de participation de la masse :

D'après le RPA99 /version 2003[A 4-3-4] Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $k \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 20\text{sec}$ (4-14)

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

Le tableau ci-après représente les masses modales effectives et leurs périodes :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,46	0,68	70,24	0,38
3/ 2	1,72	0,58	70,98	70,03
3/ 3	2,20	0,45	73,64	72,03
3/ 4	5,16	0,19	88,83	72,15
3/ 5	6,25	0,16	88,83	74,12
3/ 6	6,45	0,16	88,94	89,02
3/ 7	6,90	0,14	88,94	89,08
3/ 8	7,03	0,14	88,94	89,11
3/ 9	7,24	0,14	88,94	89,11
3/ 10	7,40	0,14	88,94	89,11
3/ 11	7,87	0,13	88,94	89,71
3/ 12	8,73	0,11	88,98	89,73
3/ 13	9,50	0,11	89,04	89,74
3/ 14	9,72	0,10	89,10	89,74
3/ 15	9,78	0,10	90,68	89,78
3/ 16	10,16	0,10	90,80	89,78
3/ 17	10,48	0,10	94,38	90,02

TABEAU 4. 4: RESULTAT D'ANALYSE MODALE

On peut remarquer qu'on atteint les 90% de masses cumulées dans les deux directions du séisme :

Dans le sens de translation suivant X-X : 15ème mode

Dans le sens de translation suivant Y-Y : 17ème mode

Les 17 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne 90%. La somme des masses modales dans le 17ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA 99 modifié 2003 (article 4.3.4) est vérifiée.

b. Vérification de la période :

D'après RPA 99 modifier 2003 la valeur de T calculée à partir des formule ou de la méthode numérique ne doivent pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

C'est-à-dire : $T_{\text{numérique}} \leq 1.3 T_{\text{empirique}}$

$$T_{\text{numérique}}(X) = 0.68s \rightarrow T_{\text{empirique}}(X) = 0.09 \cdot \frac{H_N}{D_x} = 0.52s$$

$$T_{\text{numérique}}(Y) = 0.58s \rightarrow T_{\text{empirique}}(Y) = 0.09 \cdot \frac{H_N}{D_y} = 0.47s$$

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4}$$

Avec : C_T : coefficient dépend de système de contreventement et du type de remplissage, (retiré du tableau 4.6 du RPA 99 modifié 2003). $C_T = 0.05$

H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (21.60)^{3/4} = 0,52 s$$

$$T_{\text{empirique}}(x) = \min(T_{\text{empirique}} ; T_{\text{empirique}}(x)) = 0.52s$$

$$T_{\text{Empirique}(y)} = \min (T_{\text{Empirique}} ; T_{\text{Empirique}(y)}) = 0.47s$$

$$T_{\text{numérique}(X)} = 0.68s \leq 1.3 T_{\text{Empirique}(x)} = 0.68s \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$T_{\text{numérique}(X)} = 0.58s \leq 1.3 T_{\text{Empirique}(y)} = 0.61s \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la torsion d'axe verticale (l'excentricité) :

D'après le RPA99/version 2003 Art 4.3, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$. (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$CM_x - CR_x \leq 5\% L_x$$

$$CM_y - CR_y \leq 5\% L_y$$

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
3/ 1	RDC	685934,38	7,90 8,56 3,59	7,69 8,78 3,54	0,21	0,22
3/ 2	Etage 1	685934,38	7,90 8,56 7,91	7,69 8,78 7,86	0,21	0,22
3/ 3	Etage 2	685934,38	7,90 8,56 12,23	7,69 8,78 12,18	0,21	0,22
3/ 4	Etage 3	685934,38	7,90 8,56 16,55	7,69 8,78 16,50	0,21	0,22
3/ 5	Etage 4	696517,19	7,89 8,57 20,96	7,55 8,78 20,89	0,35	0,21

TABLEAU 4. 5: VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE PAR LOGICIEL ROBOT

Sens x-x :

Story	CMx	CRx	Ex0	5% Lx	Condition
RDC	7.90	7.69	0.21	0.73	vérifiée
Etage 1	7.90	7.69	0.21	0.73	vérifiée
Etage 2	7.90	7.69	0.21	0.73	vérifiée
Etage 3	7.90	7.69	0.21	0.73	vérifiée
Etage 4	7.89	7.55	0.35	0.73	vérifiée

TABLEAU 4. 6 : VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE SUIVANT X-X

Sens y-y :

Story	CMy	CRy	Ey0	5% Ly	Condition
RDC	8.56	8.78	0.22	0.85	vérifiée
Etage 1	8.56	8.78	0.22	0.85	vérifiée
Etage 2	8.56	8.78	0.22	0.85	vérifiée
Etage 3	8.56	8.78	0.22	0.85	vérifiée
Etage 4	8.57	8.78	0.21	0.85	vérifiée

TABLEAU 4. 7: VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE SUIVANT Y-Y

d. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA 99 V2003 /Art. 4.3.6) :

D'après le RPA99/v2003 [A 4-3-6] La résultante des forces sismique à la base (V_i) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des

forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent (V).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement) dans le rapport $0.8V/V_t$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération A	0,25
Facteur d'amplification dynamique D	1,8
Facteur de qualité	1.2
Coefficient de comportement	3.5
Le poids total de la structure	34402.547 KN

$$V_X = V_Y = V = \frac{0,25 \times 1,8 \times 1,2 \times 34402,547}{3,5} = 5307,82 \text{ kN}$$

V de la méthode modale spectral est calculé par logiciel dans les deux directions de calcul :

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]
4/ 1	7,90 8,56 3,59	4797,521
4/ 2	7,90 8,56 7,91	4454,671
4/ 3	7,90 8,56 12,23	3861,916
4/ 4	7,90 8,56 16,55	2981,251
4/ 5	7,89 8,57 20,96	1762,229

TABLEAU 4. 8: LES EFFORTS TRANCHANTS DANS LE SENS X-X

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FY [kN]
5/ 1	7,90 8,56 3,59	5278,314
5/ 2	7,90 8,56 7,91	4923,068
5/ 3	7,90 8,56 12,23	4290,414
5/ 4	7,90 8,56 16,55	3324,895
5/ 5	7,89 8,57 20,96	1944,723

TABLEAU 4. 9: : LES EFFORTS TRANCHANTS DANS LE SENS Y-Y

	Vstat	0.8Vstat	Vdyn	vérification
Sens x-x	5307.82	4246.26	4797.52	✓ Ok
Sens y-y	5307.82	4246.26	5278.31	✓ Ok

TABLEAU 4. 10: VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE

e. Vérification des déplacements inter étages [RPA99/V2003 (A 4-4-3)] :

Les déplacements relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA99 version 2003 (Art 4-4-3) :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Suivant EX :**

Story	$\delta_k = R \times \delta_{ek}$ (cm)	δ_{k-1} (cm)	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	1% he (cm)	Observation
RDC	0.98	0	0.98	4,32	CV
Etage 1	2.22	0.98	1.24	4,32	CV
Etage 2	3.75	2.22	1.53	4,32	CV
Etage 3	5.18	3.75	1.43	4,32	Cv
Etage 4	6.26	5.18	1.08	4,32	CV

TABLEAU 4.11: DEPLACEMENT RELATIVE SUIVANT EX

➤ **Suivant EY :**

Story	$\delta_k = R \times \delta_{ek}$ (cm)	δ_{k-1} (cm)	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	1% he (cm)	Observation
RDC	0.89	0	0.76	4,32	CV
Etage 1	2.59	0.89	0.94	4,32	CV
Etage 2	4.59	2.59	1.09	4,32	CV
Etage 3	6.62	4.59	1.03	4,32	Cv
Etage 4	8.51	6.62	0.97	4,32	CV

TABLEAU 4.11: DEPLACEMENT RELATIVE SUIVANT EY

Conclusion :

Les déplacements inter – étage sont inférieurs a la valeur limite imposé par RPA99/V2003 (A 5-10) donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

f. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ [RPA99/V2003 (A 5-9)] :

L'effet P-Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Le RPA 2003 ne préconise que l'effet du 2^{ème} ordre ou l'effet (P-Δ) peuvent être négligé dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

- Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligé.
- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculée par un facteur égale $1 / (1-\theta_k)$.
- $\theta_k \leq 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tel que :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Avec:

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus

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 ».

➤ **Suivant EX :**

Story	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	θ_k	Condition	Observation
RDC	34402,55	0.0098	4797,521	4,32	0,016	$\leq 0,1$	CV
Etage 1	27543,20	0.0124	4454,671	4,32	0,018	$\leq 0,1$	CV
Etage 2	20683,86	0.0153	3861,916	4,32	0,018	$\leq 0,1$	CV
Etage 3	13824,52	0.0143	2981,251	4,32	0,015	$\leq 0,1$	CV
Etage 4	6965,17	0.0108	1762,229	4,32	0,010	$\leq 0,1$	CV

TABLEAU 4. 12: L'EFFET P-Δ SUIVANT EX

➤ **Suivant EY :**

Story	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_{ky} (KN)	h_k (m)	θ_k	Condition	Observation
RDC	34402,55	0.0076	5278,314	4,32	0,011	$\leq 0,1$	CV
Etage 1	27543,20	0.0094	4923,068	4,32	0,012	$\leq 0,1$	CV
Etage 2	20683,86	0.0109	4290,414	4,32	0,012	$\leq 0,1$	CV
Etage 3	13824,52	0.0103	3324,895	4,32	0,010	$\leq 0,1$	CV
Etage 4	6965,17	0.0097	1944,723	4,32	0,008	$\leq 0,1$	CV

TABLEAU 4. 13: L'EFFET P-Δ SUIVANT EY

Conclusion :

L'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de cette structure car la condition est satisfaite à tous les niveaux.

g. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux [RPA 99/V2003 Art.7.4.3.1] :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire (section brute) de la section de béton

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Section[cm ²]	NU (KN)	v	Conditions	Observation
50×100	3576.27	0,28	< 0,3	condition vérifiée
50×50	1320.35	0,21	< 0,3	condition vérifiée

TABLEAU 4. 14: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc on garde les mêmes sections de Poteau (Pas d'augmentation de section).

Conclusion générale :

Toutes les exigences de RPA sont vérifiées, nous allons donc passer aux ferraillements des différents éléments de la structure.

Chapitre 5 :

Ferrailage des éléments structuraux

5.1. Introduction :

A partir des résultats obtenus à partir du logiciel nous allons déterminer dans ce chapitre les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA93, BAEL91, RPA99/V2003**).

Les règles CBA93 « règles de Conception et de calcul des structures en **Béton Armé** » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant préciser et servir à la conception et aux calculs de vérification de structures et ouvrages en béton armé et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles RPA99/V2003 « **Règles Parasismiques Algériennes** » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zones sismiques. Les objectifs ainsi visés pour assurer une protection acceptable des vies humains et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple, dans le plan vertical.
- ✓ Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant et seront calculés en flexion composée dans les deux plans.
- ✓ Les voiles sont soumises à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant et seront calculés en flexion composée dans un plan.

5.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

Combinaison fondamentale (BAEL 91/99) :

$$1.35G + 1.5Q \text{ à L'ELU}$$

Combinaisons accidentelle (RPA 99/Version 2003)

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Les vérifications se feront à l'ELS avec la combinaison suivante :

$$G + Q \text{ (BAEL 91/99).}$$

Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :

	h [cm]	b [cm]	C [cm]	D [cm]	F_{c28} [MPA]	f_e [MPA]	Fissuration
Poutre principale	100	50	2.5	90	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	45	35	2.5	40.5	25	400	Peu préjudiciable

TABLEAU 5. 1: CARACTERISTIQUE DES POUTRES ET MATERIAUX

5.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :

a. Armatures longitudinales :(RPA 99 modifié 2003 art. 7-5-2-1) :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en zone courante est de $4\% \cdot b \cdot h$
- 3- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en zone de recouvrement est de $6\% \cdot b \cdot h$
- 5- La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ (en zone III)
- 6- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- 7- Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections maximales et minimales d'armatures dans les poutres sont récapitulées dans le tableau suivant :

poutre	$A_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	
		Zone de recouvrement	Zone courante
Principale(inter)	25	300	200
Principale(rive)	7.88	94.5	63
secondaire	7.88	94.5	63
gradin	6	72	48

TABLEAU 5. 2: LES SECTIONS MINIMALES ET MAXIMALES DES ARMATURES DANS LES POUTRES

b. Armatures transversales (RPA 99 modifié 2003 art. 7-5-2-2) :

La quantité d'armatures minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30cm\right)$: En zone nodale et $2n$ travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t^{max} \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale (zone courante).

ϕ_1 : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c. L'étendue de la zone nodale :

$$L'(principale) = 2h = 2 \times 100 = 200cm.$$

$$L'(secondaire) = 2h = 2 \times 45 = 90cm.$$

5.2.2. Calcul du ferrailage :

a. Armatures longitudinales :

a.1. Méthode de calcul :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

As: La section d'armatures tendues.

As': La section d'armatures comprimées.

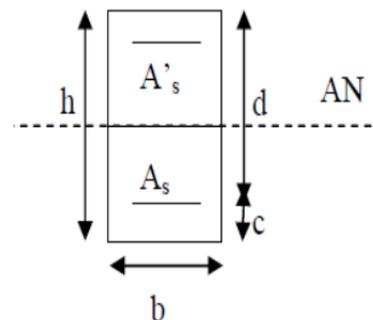
Avec :

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

d : Hauteur utile ($d = h - c$).

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.



Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,7	1	400	400

TABLEAU 5. 3: RECAPITULATIF DES PARAMETRES DE CALCULS

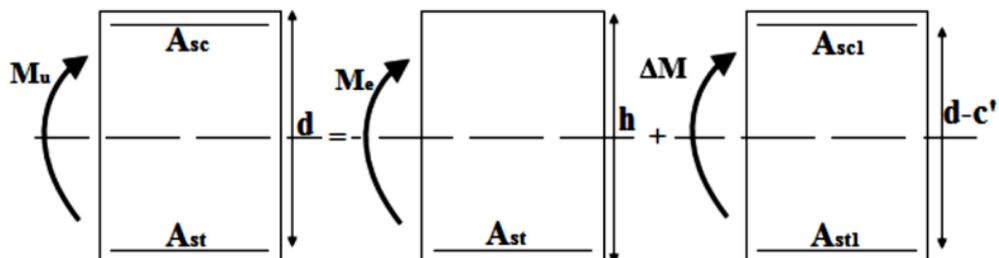


FIGURE 5. 1: SCHEMA DE CALCUL EN FLEXION SIMPLE

a.2. Ferrailage :

Après avoir extrait les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Note : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU

M_{ACC} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les résultats de calcul avec logiciel SOCOTEC sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Ferrailage des poutres non associées aux voiles :

	Position	Section (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Ferrailage
PPi	Appui	50×100	1386,78	38,66	25	41.45	5HA20(fil) 5HA20+5HA16(chap)
	Travée	50×100	591,78	18,85	25	31.40	5HA20(fil) 5HA20(chapeaux)
PPr	Appui	35×45	127,91	8,03	7.88	12.06	3HA16(fil) 3HA16(chapeaux)
	Travée	35×45	28,30	2,07	7.88	10.65	3HA16(fil) 3HA14(chapeaux)
Ps	Appui	35×45	164,56	10,51	7.88	12.06	3HA16(fil) 3HA16(chapeaux)
	Travée	35×45	41.52	3,07	7.88	10.65	3HA16(fil) 3HA14(chapeaux)
Pg	Appui	30×40	121,88	7,63	6	9.23	3HA14(fil) 3HA14(chapeaux)
	Travée	30×40	44,4	3,29	6	6.23	3HA14(fil) 3HA14(chapeaux)

TABLEAU 5. 4: FERRAILAGE DES POUTRES NON ASSOCIEES AUX VOILES

➤ Ferrailage des poutres associées aux voiles :

	Position	Section (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Ferrailage
PPi	Appui	50×100	1402,84	39,15	25	41.45	5HA20(fil) 5HA20+5HA16(chap)
	Travée	50×100	695,96	22,4	25	31.40	5HA20(fil) 5HA20(chapeaux)
PPr	Appui	35×45	154,11	9,79	7.88	12.06	3HA16(fil) 3HA16(chapeaux)
	Travée	35×45	20.30	1,48	7.88	10.65	3HA16(fil) 3HA14(chapeaux)
Ps	Appui	35×45	177.35	11,39	7.88	12.06	3HA16(fil) 3HA16(chapeaux)
	Travée	35×45	26.40	1,93	7.88	10.65	3HA16(fil) 3HA14(chapeaux)

TABLEAU 5. 5: FERRAILAGE DES POUTRES ASSOCIEES AUX VOILES

b. Armatures transversales :

b.1. Choix de ferrailage :

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	St [cm]	At [cm ²]	Choix des armatures	A adopté [cm ²]
PPi	15	2.25	6T8	3.01
PPi liée aux voiles	15	2.25	6T8	3.01
PPr	15	1.58	4T8	2,01
PPr liée aux voiles	15	1.58	4T8	2,01
PS	15	1.58	4T8	2,01
PS liée aux voiles	15	1.58	4T8	2,01
P gradin	15	1.35	4T8	2,01

TABLEAU 5. 6: ARMATURES TRANSVERSALE DES POUTRES

b.2. Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7.4.2.3) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right)$$

➤ Poutres principales (50 x 100) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{1000}{35}; \phi_{lmin}; \frac{500}{10}\right) = \min(28.5\text{mm}; 8\text{mm}; 50\text{mm})$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

➤ Poutres principales (535x 45) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \phi_{lmin}; \frac{350}{10}\right) = \min(12.85\text{mm}; 8\text{mm}; 35\text{mm})$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

➤ Poutres secondaires (35 x 45) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \phi_{lmin}; \frac{350}{10}\right) = \min(12.85\text{mm}; 8\text{mm}; 35\text{mm})$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

➤ Poutres gradin (30 x 40) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \phi_{lmin}; \frac{300}{10}\right) = \min(11.42\text{mm}; 8\text{mm}; 30\text{mm})$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

b.3. L'espace maximal :

La longueur de la zone nodale est :

$$L'(\text{principale}) = 2h = 2 \times 100 = 200\text{cm.}$$

$$L'(\text{secondaire}) = 2h = 2 \times 45 = 90\text{cm.}$$

$$L'(\text{gradin}) = 2h = 2 \times 40 = 80\text{cm.}$$

➤ **Zone nodale (appuis) :**

Poutres principales (100x 50) :

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 2.0; 30\text{cm}\right) = \min(25; 24; 30\text{cm}).$$

Soit : $S_t^{\max} = 15\text{cm}$

Poutres principales (35x 45) :

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm}\right) = \min(11.25; 16.8; 30\text{cm}).$$

Soit : $S_t^{\max} = 10\text{cm}$

Poutres secondaires (35 x 45) :

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm}\right) = \min(11.25; 16.8; 30\text{cm}).$$

Soit : $S_t^{\max} = 10\text{cm}$

Poutres gradin (30x 40) :

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm}\right) = \min(10; 14.4; 30\text{cm}).$$

Soit : $S_t^{\max} = 10\text{cm}$

➤ **Zone courante (Travée) :**

Poutres principales (50 x 100) :

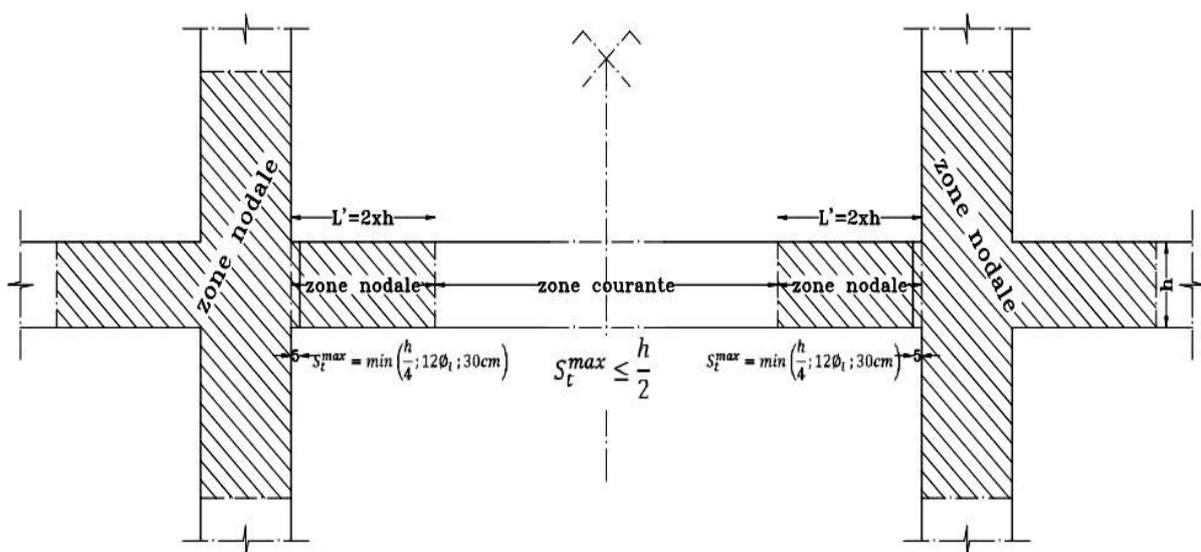
$$S_t^{\max} \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 20\text{cm}$$

Poutres principale de rive + secondaires (35 x 45) :

$$S_t^{\max} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 15\text{cm}$$

Poutres gradin (30 x 40) :

$$S_t^{\max} \leq \frac{40}{2} = \frac{100}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 15\text{cm}$$



DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DANS LES POUTRES
(LONGUEUR DE LA ZONE NODALE)

c. Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 50\phi$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Diamètre ϕ	Longueur [cm]= 50ϕ
$\phi 25$	125
$\phi 20$	100
$\phi 16$	80
$\phi 14$	70

TABLEAU 5. 7: LONGUEUR MINIMAL DE RECOUVREMENT

5.2.3. Les vérifications :

a. Vérifications a l'ELU :

a.1. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

Poutres	Section	A_s [cm ²]	A_{\min} [cm ²]	Observation
PPi	50×100	31.40	5.43	Condition vérifiée
PPr	35×45	10.65	1.71	Condition vérifiée
PS	35×45	10.65	1.71	Condition vérifiée
P gradin	30×40	9.23	1.30	Condition vérifiée

TABLEAU 5. 8: VERIFICATION DE CONDITION DE NON FRAGILITE

La condition de non fragilité est vérifiée.

a.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifié 99 art A.5.211) :

$$\tau = \frac{V_u}{b. d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Section	V_u [KN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
PPi	50×100	572.27	1.27	3,33	Condition vérifiée
PPi liée aux voiles	50×100	526.16	1.17	3,33	Condition vérifiée
PPr	35×45	110.15	0.78	3,33	Condition vérifiée
PPr liée aux voiles	35×45	158.23	1.12	3,33	Condition vérifiée
PS	35×45	155.48	1.10	3,33	Condition vérifiée
PS liée aux voiles	35×45	135.93	0.96	3,33	Condition vérifiée
P gradin	30×40	197.38	1.83	3,33	Condition vérifiée

TABLEAU 5. 9: VERIFICATION AU CISAILEMENT

a.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \cdot d$

Poutres	Section	V_u [KN]	$0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$	Observation
PPi	50×100	572.27	2703.37	Condition vérifiée
PPr	35×45	158.23	851.56	Condition vérifiée
PS	35×45	155.48	851.56	Condition vérifiée
P gradin	30×40	197.38	720.9	Condition vérifiée

TABLEAU 5. 10: VERIFICATION DE INFLUENCE SUR LE BETON

- **Influence sur les aciers (BAEL 91 modifié Art. A.5.1.32) :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{a} \right) ; \text{ avec } a = 0.9d$$

Poutres	Section	A_a [cm ²]	$\gamma_s/f_e \cdot (V_u + M_a/a)$ [cm ²]	Observation
PPi	50×100	41.45	-21.39	Condition vérifiée
PPi liée aux voiles	50×100	41.45	-21.11	Condition vérifiée
PPr	35×45	12.06	-0.65	Condition vérifiée
PPr liée aux voiles	35×45	12.06	1.13	Condition vérifiée
PS	35×45	12.06	-5.78	Condition vérifiée
PS liée aux voiles	35×45	12.06	-4.37	Condition vérifiée
P gradin	30×40	9.23	-16.53	Condition vérifiée

TABLEAU 5. 11: VERIFICATION DE INFLUENCE SUR LES ACIERS

On déduit que les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

a.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi : \text{ Sommes des périmètres utiles des armatures}$$

Poutres principales (50 x 100) :

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \times (20 + 20 + 16) = 879.2\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{572.27}{0,9 \times 900 \times 879.2} \times 10^3 = 0.80\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres principales (35 x 45) :

$$\sum u_i = 6(16) \times 3,14 = 301.44\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{158.23}{0,9 \times 405 \times 301.44} \times 10^3 = 1.44 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaires (35 x 45) :

$$\sum u_i = 6(16) \times 3,14 = 301.44 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{155.48}{0,9 \times 405 \times 301.44} \times 10^3 = 1.42 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres gradin (35 x 45) :

$$\sum u_i = 3(16) + 3(14) \times 3,14 = 282.6 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{197.38}{0,9 \times 360 \times 282.6} \times 10^3 = 2.16 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.5. Ancrage des barres

➤ Condition d'équilibre

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

➤ Calcul de la Longueur de scellement droit :

$$\ell_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \rightarrow \begin{cases} \text{Pour HA 20} \Rightarrow \ell_s = \frac{20 \times 400}{4 \times 3,15} \times 10^{-1} = 63,49 \text{cm} \\ \text{Pour HA 16} \Rightarrow \ell_s = \frac{16 \times 400}{4 \times 3,15} \times 10^{-1} = 50,79 \text{cm} \\ \text{Pour HA 14} \Rightarrow \ell_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 3,15} \times 10^{-1} = 44,44 \text{cm} \end{cases}$$

Les règles du (BAEL 91 modifié 99.art. A.6.1) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4Ls pour les aciers HA.

$$\begin{cases} \text{Pour HA 20} \rightarrow \ell_c = 0,4 \times 63,49 = 25.5 \text{cm} \\ \text{Pour HA 16} \rightarrow \ell_c = 0,4 \times 50.79 = 20.5 \text{cm} \\ \text{Pour HA 14} \rightarrow \ell_c = 0,4 \times 44,44 = 18 \text{cm} \end{cases}$$

b. Vérifications a l'ELS :

b.1. Vérifications de la Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

σ_{bc} : La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y$; $K = \frac{M_{ser}}{I}$

avec : $I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2$ (moment d'inertie).

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0 \text{ (position de l'axe neutre).}$$

A : section d'armature tendue.

n = 15 : coefficient d'équivalence.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Position	M _{ser} [KN.m]	A _s [cm ²]	I [cm ⁴]	k [MN/m ³]	σ _{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
PPi	M _{appui}	852.43	41.45	2590055.29	32.91	12.01	15	CV
	M _{travée}	437.78	31.40	2129161.54	20.65	6.78	15	CV
PPr	M _{appui}	73.93	12.06	156368.81	47.27	7.53	15	CV
	M _{travée}	20.58	10.65	143287.02	14.36	2.12	15	CV
PS	M _{appui}	89.41	12.06	156368.81	57.17	9.11	15	CV
	M _{travée}	30.58	10.65	143287.02	21.34	3.15	15	CV
P gradin	M _{appui}	87.72	9.23	129171.82	67.91	9.62	15	CV
	M _{travée}	31.90	9.23	129171.82	24.67	3.51	15	CV

TABLEAU 5. 12: VERIFICATIONS DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON

b.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b.3. Vérification de la flèche (BAEL 91/révisé 99 (Art.B.6.5, 1) :

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel Robot, selon les deux sens.

$$F_{\text{Robot}} < \frac{1}{500}$$

- **Poutres principales (50 x 100) :**

$$F_{\text{robot}} = 0.76 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = \frac{1226}{500} = 2.45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres principales (35 x 45) :**

$$F_{\text{robot}} = 0.44 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires (35 x 45):**

$$F_{\text{robot}} = 0.74 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres gradin (40 x 30) :**

$$F_{\text{robot}} = 0.1 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions de L'ELS sont vérifiées, on conclut que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Note : lorsque les poutres secondaires sont portées par les poutres principales intermédiaires on a utilisé des armatures barres bateaux dans ces poutres principales.

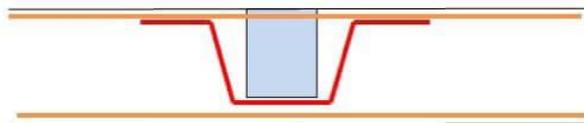


FIGURE 5. 2: ARMATURES BARRES BATEAUX

5.2.4. Dispositions Constructives :

Conformément au DTR BC 241 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA 93 »), Annexe E3, concernant la longueur des chapeaux et arrêt des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égale à :

➤ **Pour les chapeaux :**

1/5 de la plus grande portée de deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

1/4 de la plus grande portée de deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui appartenant à une travée de rive.

➤ **Pour les armatures inférieures :**

La moitié au moins de la section des armatures inférieures en travée Ast est prolongée jusqu'aux appuis (filantes).

Les armatures du second lit sont arrêtées à une distance du nu des appuis au plus égales au 1/10 de la portée.

5.2.5. Plan de ferrailage des poutres :

5.3. Ferrailages des poteaux :

5.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et a un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

5.3.2. Combinaisons d'actions :

$$1,35G + 1,5Q \rightarrow (\text{ELU})$$

$$G + Q \rightarrow (\text{ELS})$$

$$G + Q + E \rightarrow (\text{RPA 99 modifié 2003})$$

$$0,8G \pm E \rightarrow (\text{RPA 99 modifié 2003})$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitation :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande compression).
- L'effort normal minimal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande traction).
- Le moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (pour chercher la plus grande flexion).

5.3.3. Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :

a. Armatures longitudinales (RPA 99 modifié 03 art 7-4-2-1) :

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets. Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

1- Le pourcentage minimal d'armatures est de 0,9%. b. h (en zone III).

2- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6%. b. h .

Le pourcentage maximal en zone courante est de 4%. b. h .

3- Le diamètre minimum est de 12[mm].

4- La longueur minimale de recouvrement est de : 50Ø (en zone III).

5- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (en zone III).

6- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Selon BAEL 91 :

$$A_{\min} = \max \left(4 \text{ cm}^2 ; \frac{2B}{1000} \right)$$

B : Section du béton = b x h, (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h).

Salon le CBA93 (Condition de non fragilité) :

$$A_{\text{cnf}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{f28}}{f_e}$$

		BAEL 91	CBA93	RPA99/V2003		
Poteaux	Section	A_{min} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} Zone courante (cm ²)	A_{max} Zone de recouvrement (cm ²)
S-sol; 4 ^{ème}	50x100	10	5.43	45	200	300
S-sol; 4 ^{ème}	50x50	5	2.71	22.5	100	150

TABLEAU 5. 13: ARMATURES MINIMALES

b. Armatures transversale (RPA 99 modifié 03 art 7-4-2-2) :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

c. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 50\phi$

Diamètre ϕ	Longueur [cm]= 50ϕ
$\phi 25$	125
$\phi 20$	100
$\phi 16$	80
$\phi 14$	70

TABLEAU 5. 14: LONGUEUR DE RECOUVREMENT

5.3.4. Calcul de ferrailage :

a. Armatures longitudinales :

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles BAEL (section rectangulaire).

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	N (kN)	M (kN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	A adopter (cm ²)
50x100	Nmax= 3697,23	Mcorr= -559,54	0	45	8T20+10T16	45,23
	Nmin= -802,074	Mcorr= 328,75	22,03			
	Ncorr= 158.38	Mmax= 1347,70	40,44			
50x50	Nmax= 1739,444	Mcorr= -158.03	0	22,5	4T20+8T16	28,64
	Nmin= -1085,71	Mcorr= 140,59	24,79			
	Ncorr= 264,097	Mmax= 309,64	19,77			

TABLEAU 5. 15: FERRAILAGES LONGITUDINALES DES POTEAUX

b. Armatures transversales :

D'après RPA99/V2003 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\rho_a = \left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ si elancement geometrique } \lambda_g \geq 5 \\ 3.45 \text{ si elancement geometrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right\}$$

Si : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b_1$

$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0,8\% \cdot S_t \cdot b_1$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times h_0$$

h_0 : hauteur d'étage

Zone	Section [cm ²]	L _f [m]	λ _g [%]	ρ _a
s-sol	50×100	3.32	6.64	3.75
	50×50	3.32	6.64	3.75
Rdc ; 4ème	50×100	3.02	6.04	3.75
	50×50	3.02	6.04	3.75

TABLEAU 5. 16: ÉLANCEMENT GEOMETRIQUE DU POTEAU

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après RPA99/V2003 (Art 7.4.2.2)

La valeur maximale de l'espacement (en zone III) est fixée comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm} \rightarrow$ Zone nodale

$S_t \leq \min \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1 \right) \rightarrow$ Zone courante

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

On adopte un espacement de :

- 10[cm] en zone nodale.
- 15[cm] en zone courante.

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

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Section	ρ_a	V_u [KN]	Zone	S_t [cm]	A_{cal} [cm ²]	Choix	$A_{s\ adp}$ [cm ²]
s-sol ↓ 4 ^{ème}	50×100	3.75	378.36	nodale	10	3.55	12T8	6.02
				courante	15	5.32		
	50×50	3,75	73.56	nodale	10	1.38	6T8	3,01
				courante	15	2.06		

TABLEAU 5. 17: FERRAILLAGE TRANSVERSAL

5.3.5. Les vérifications :

a. Vérification a l'ELU :

a.1. Condition de non fragilité (CBA93) :

$$A_{cnf} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Section	A_{adopt} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	Observation
50x100	45.23	5.43	Condition vérifiée
50x50	28.64	2.71	Condition vérifiée

TABLEAU 5. 18: VERIFICATION DE CONDITION DE NON FRAGILITE

a.2. Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2/RPA 99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Lf	λ	ρ_a	V_u [KN]	τ_u [MPA]	$\overline{\tau_{bu}}$ [MPA]	Observation
50×100	3.32	6.64	3.75	378.36	0,84	1.875	Condition vérifiée
50×50	3.32	6.64	3.75	73.56	0,33	1.875	Condition vérifiée

TABLEAU 5. 19: VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

a.3. Vérification de l'effort normale ultime (CBA93. art.8.4.1) :

Selon le CBA93 (art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{max}$$

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br : section réduite du béton $Br = (a - c)(b - c)$.

α : coefficient en fonction de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \rightarrow \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteau	λ	α	Br (cm ²)	A (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)	obs
50×100	10.48	0.84	4704	45.23	8638.65	3576,28	cv
50×50	20.95	0.79	2304	28.64	4157.51	1739,44	cv

TABLEAU 5. 20: VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE ULTIME

b. Vérification a l'ELS :

b.1. Vérification de la résistance à la compression du béton :

La fissuration est peu préjudiciable dans les sections des poteaux, on vérifie seulement la contrainte de compression dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable. On a utilisé un logiciel de calcul **SOCOTEC** pour la vérification des contraintes.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteau	N _s (KN)	M _s (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
50×100	2358.25	135.41	4.22	15	Condition vérifiée
50×50	1090.25	34.67	3.68	15	Condition vérifiée

TABLEAU 5. 21: VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON

5.3.6. Plan de ferrailage des poteaux :

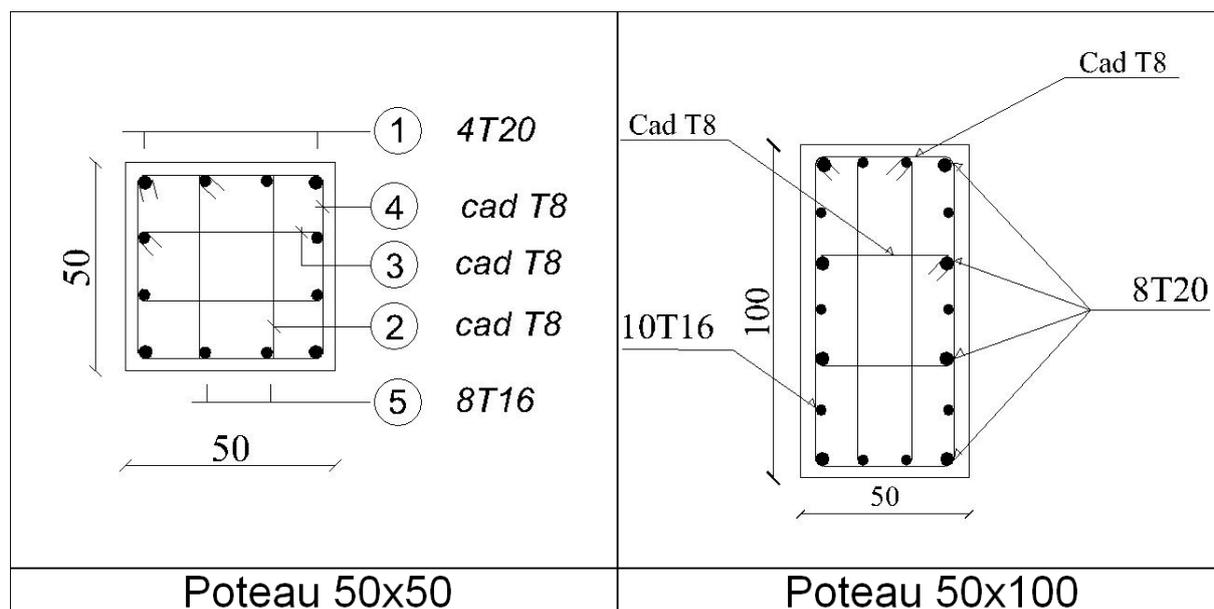


FIGURE 5. 4: PLAN DE FERRAILAGE DES POTEAUX

Note : le ferrailage des poteaux qui porter le gradin est le même des poteaux (50x50).

5.4. Ferrailage des voiles :

5.4.1. Introduction :

Le voile est un élément de contreventement calculé en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme et selon les différentes combinaisons exigées par le RPA99 modifié 2003 et le BAEL 91 modifié 99. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- **Zone I** : S-SOL, 1^{er} étage.
- **Zone II** : Du 2^{ème} au 4^{ème} étage.

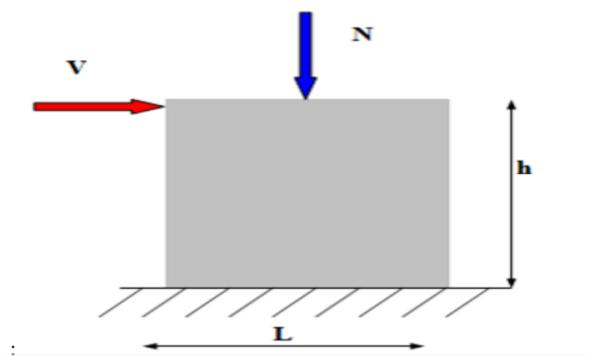


FIGURE 5. 5: DISPOSITION DES EFFORT SUR LES VOILES

➤ **Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessus :

Selon le BAEL 91 :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

Selon le RPA 99 révisé 2003 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

5.4.2. Disposition des voiles :



FIGURE 5. 6: DISPOSITION DES VOILES

5.4.3. Recommandation du RPA :

a. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%

$$A_{min} = 0,2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

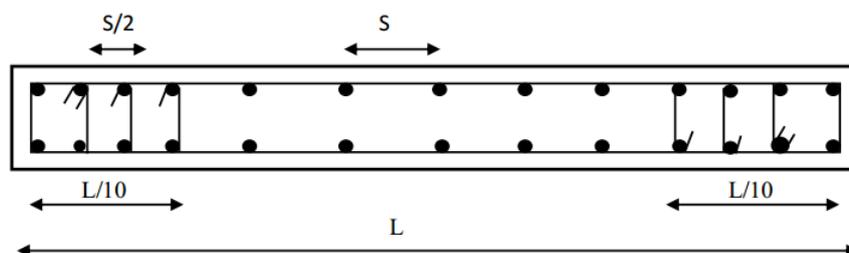


FIGURE 5. 7: DISPOSITION DE L'ARMATURE VERTICALE DANS LE VOILE

b. Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement. Dans le calcul du ferrailage, le RPA 99V2003 préconise les règles suivantes :

- Elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $(10\phi_L)$.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5.a \quad (a : \text{épaisseur du voile}).$$

$$S_t \leq 30\text{cm}.$$

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible et à 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

D'après le BAEL :

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

c. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile, elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

d. Armatures de potelet :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celles-ci est supérieure ou égale à 4×10 .

e. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : l'effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit être s'ajouté à la section tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5.4.4. Ferrailage :

a. Exposé de la méthode de calcul :

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \cdot \frac{V}{I} ; \sigma_2 = \frac{N}{S} - M \cdot \frac{V}{I}$$

Avec :

S : section du béton.

V : bras de levier

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$$

I : inertie du voile.

M : moment fléchissant.

N : effort normal appliqué.

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut -être :

- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.
- Section entièrement comprimée SEC.

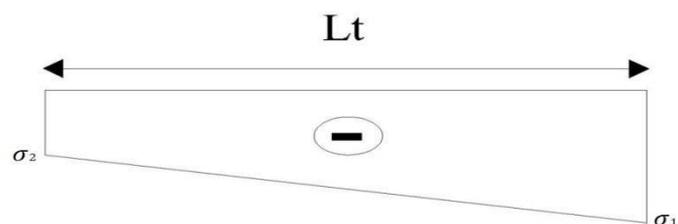
b. Détermination de l'effort normal ultime agissant :

En prenant la valeur moyenne dans chaque section considérée.

• Section entièrement tendue (SET) :

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et les deux contraintes sont des contraintes de traction.

$$N = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e$$

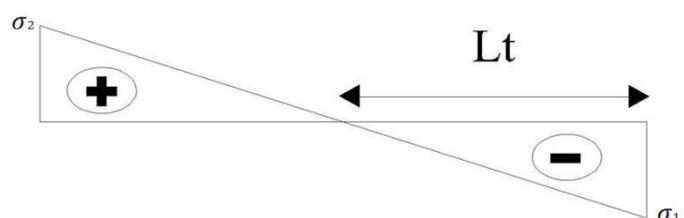


• Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section est dite partiellement comprimée si les deux contraintes sont de sens opposée.

$$N = \frac{\sigma_1}{2} \cdot L_t \cdot e$$

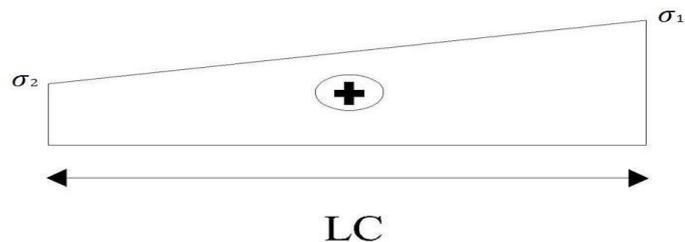
$$L_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$



• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \times e$$



c. Calcul des armatures :

c.1. Armatures verticales :

1^{ère} cas : Section entièrement tendue (SET)

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

2^{ème} cas : Section partiellement comprimée (SPC)

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad \sigma_s = 400 \text{MPa}$$

3^{ème} cas : Section entièrement comprimée (SEC)

$$A_s = \frac{N - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s} \quad \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

➤ **Section d'armatures minimales :**

• **Selon le BAEL91:**

Section entièrement tendue (SET) :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ B \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot d \cdot e ; \frac{N_u}{2 \cdot \sigma_s} \right\}$$

Section partiellement comprimée (SPC) :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,002 \cdot B \right\}$$

Section entièrement comprimée (SEC) :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Selon le RPA99 (art.7.7.4.1) :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit être au moins à 0,2% de la section horizontale du béton.

$$A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$$

c.2. Armatures horizontales :

La section d'armature est donnée par la plus élevée des valeurs données par les deux relations suivantes :

- Selon le BAEL91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$
- Selon le RPA99 : $A_h = 0,15\% \cdot B$

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une Longueur de 10φ.

c.3. Disposition des armatures (RPA 99 modifié 2003.art.7.7.4.3) :

➤ **Diamètre minimal :**

À l'exception des zones d'about ; le diamètre des armatures verticales, ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons de charges possibles.

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

5.4.5. Les vérifications :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement (ELU):

- Selon le RPA 99 modifié 2003 (art.7.7.2) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} ; \text{ ou } \tau_b = \frac{1,4 \cdot V_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

V_u : effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d = hauteur utile ; d = 0,9 h

- Selon le BAEL 91 modifié 99 (art.A.5.1,211) :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

b. Vérification de la contrainte de compression (ELS) :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15A}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal appliqué sous (G+Q).

B : section de béton comprimé.

A : section d'armatures verticales adoptées.

5.4.6. Exemple de calcul :

Voile longitudinal (VL1) zone I de sou sol :

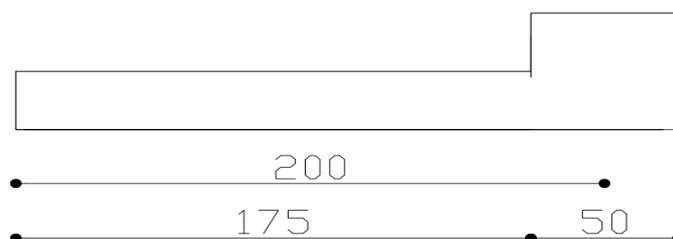


FIGURE 5. 8: VOILE LONGITUDINAL VL1

a. Caractéristiques géométriques :

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

$$e_p = 0.25\text{m}$$

$$A = L \times e = 2.00 \times 0,25 = 0,5\text{m}^2$$

$$I = \frac{e \cdot L^3}{12} = 0.167\text{m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.00\text{m}$$

b. Détermination des M,N et calcul des contraintes normales :

N,M sont données par logiciel ROBOT :

$$N_{\max} = -1435,99 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = -35.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} = -1810,87 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corr}} = -534.54 \text{ KN.m.}$$

➤ **Sous N_{\max} :**

$$\sigma_1 = \frac{-1435,99}{0,5} - 35.65 \cdot \frac{1.00}{0.167} = -3085.47\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{-1435,99}{0,5} + 35.65 \cdot \frac{1.00}{0.167} = -2658.49\text{KN/m}^2$$

➤ **Sous M_{\max} :**

$$\sigma_1 = \frac{-534.54}{0,5} - 1810,87 \cdot \frac{1.00}{0.167} = 9774.46\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{-534.54}{0,5} + 1810,87 \cdot \frac{1.00}{0.167} = -11912.64\text{KN/m}^2$$

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le N_{\max} donc la section est entièrement tendue.

$$N = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e$$

$$N = \frac{3085.47 + 2658.49}{2} \times 2.00 \times 0.25 = 1435.98\text{KN}$$

c. Calcul des armatures :

➤ **Armatures verticales :**

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{1435.98}{348} \times 10 = 41.26\text{cm}^2$$

$$A_{\text{BAEL}} = \max\left\{B \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot d \cdot e ; \frac{N_u}{2 \cdot \sigma_s}\right\} = \max\{26.25 ; 25 ; 20.63\} = 26.25\text{cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,2\% \times L_t \times e = 10\text{cm}^2$$

$$A_v = \max\{A_s ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}}\} = 41.26\text{cm}^2$$

$$A_{v \text{ Adp}} = 43.08 \rightarrow 28\text{HA}14$$

Soit donc :

8HA14/nappe (zone courante) → St = 20cm

6HA14/nappe (zone d'about) → St = 10cm

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_{h\text{BAEL}} = \frac{A_v}{4} = \frac{43.08}{4} = 10.77\text{cm}^2$$

$$A_{h\text{RPA}} = 0,15\% \cdot B = 7.5\text{cm}^2$$

$$A_h = \max\{A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}}\} = 10.77\text{cm}^2$$

$$A_{h\text{Adp}} = 31.40\text{cm}^2 \rightarrow (20\text{HA}10/\text{nappe}) \rightarrow St = 20\text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré soit : 4HA8.

d. Les vérifications :

d.1. Vérification de la contrainte de cisaillement (ELU):

• **Selon le RPA 99 modifié 2003 (art.7.7.2) :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 560.71 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2000} = 1.74\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Selon le BAEL 91 modifié 99 (art.A.5.1,211) :**

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \min\left\{\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{560.71 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2000} = 1.24\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d.2. Vérification de la contrainte de compression (ELS) :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + 15A} = \frac{1037.04 \times 10^3}{0.5 \times 10^6 + 15 \times 43.08} = 2.07\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e. Plan de ferrailage :

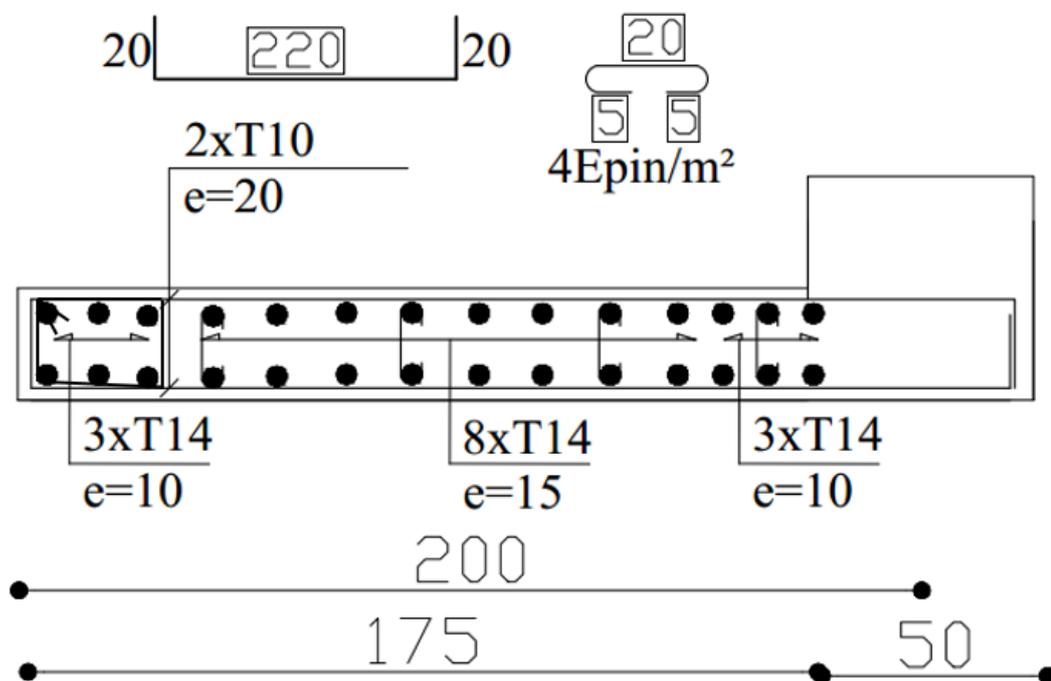


FIGURE 5. 9: PLAN DE FERRAILAGE DE VOILE 2M

Le ferrailage des voiles est dans les tableau suivantes :

zone	I		II	
Longueur du voile : L (m)	2		2	
Epaisseur du voile : e (m)	0,25		0,25	
Section du voile : A (m ²)	0,5		0,5	
Inertie du voile : I (m ⁴)	0,167		0,167	
Bras de levier : V (m)	1		1	
Résultats				
Effort normal : N (kn)	-1435.991		-1222.521	
Moment de flexion : M (kn.m)	-35.569		-352.436	
Contrainte : σ_1 (kn/ml)	-2658,49		-334,65	
Contrainte : σ_2 (kn/ml)	-3085,47		-4555,437	
Nature de section	SET		SET	
Lt (m)	2		2	
Lc (m)	0		0	
Effort de traction : Nt (kn)	1435,99		1222.521	
Ferrailage verticale				
Section d'armature : Av (cm ²)	41,26		35,13	
Section min BAEL : Amin (cm ²)	26,25		26,25	
Section min RPA : Amin (cm ²)	10		10	
Max (As,Amin)	41,26		35,13	
Section adopté AV adp (cm ²)	43,08		43,02	
Choix des barres	Zone courante	8HA14/nappe		8HA14/nappe
	Zone d'about	6HA14/nappe		6HA14/nappe
Espacement (cm)	Zone courante	15		15
	Zone d'about	10		10
Ferrailage horizontale				
Section min BAEL : Amin (cm ²)	10,78		10,78	
Section min RPA : Amin (cm ²)	7,5		7,5	
Section adopté AH adp (cm ²)	31.40		31.40	
Choix des barres	20HA10/nappe		20HA10/nappe	
Espacement (cm)	20		20	
Ferrailage transversale				
Section d'armature : At (cm ²)	4 épingles de HA8/ml			
Vérifications				
Effort tranchant : Vu (kn)	560.71		394.87	
Effort normal : Ns (kn)	1037.04		669.06	
$\sigma_b < 15$ MPa	2.07	CV	1.34	CV
$\tau_u < 3,33$ MPa	1.24	CV	0.87	CV
$\tau_b < 5$ MPa	1.74	CV	1.18	CV

TABLEAU 5. 22: FERRAILAGE ET VERIFICATION DES CONTRAINTES DU VOILE DE 2 MERTE

zone	I		II	
Longueur du voile : L (m)	1		1	
Epaisseur du voile : e (m)	0,25		0,25	
Section du voile : A (m ²)	0,25		0,25	
Inertie du voile : I (m ⁴)	0,021		0,021	
Bras de levier : V (m)	0,5		0,5	
Résultats				
Effort normal : N (kn)	-765.667		-301.10	
Moment de flexion : M (kn.m)	-493.34		-289.69	
Contrainte : σ_1 (kn/ml)	-2284.65		-1156.85	
Contrainte : σ_2 (kn/ml)	439.08		349.44	
Nature de section	SPC		SPC	
Lt (m)	0.95		0.86	
Lc (m)	0,05		0,14	
Effort de traction : Nt (kn)	746.69		376.97	
Ferrailage verticale				
Section d'armature : Av (cm ²)	18.67		9.42	
Section min BAEL : Amin (cm ²)	13,13		13,13	
Section min RPA : Amin (cm ²)	4		4	
Max (As,Amin)	18.67		13,13	
Section adopté AV adp (cm ²)	24.62		18.10	
Choix des barres	Zone courante	4HA14/nappe		4HA12/nappe
	Zone d'about	4HA14/nappe		4HA12/nappe
Espacement (cm)	Zone courante	15		15
	Zone d'about	10		10
Ferrailage horizontale				
Section min BAEL : Amin (cm ²)	8,04		8,04	
Section min RPA : Amin (cm ²)	3,75		3,75	
Section adopté AH adp (cm ²)	31.40		31.40	
Choix des barres	20HA10/nappe		20HA10/nappe	
Espacement (cm)	20		20	
Ferrailage transversale				
Section d'armature : At (cm ²)	4 épingles de HA8/ml			
Vérifications				
Effort tranchant : Vu (kn)	332.01		237.15	
Effort normal : Ns (kn)	698.36		448.55	
$\sigma_b < 15$ MPa	2.79	CV	1.87	CV
$\tau_u < 3,33$ MPa	1.47	CV	1.06	CV
$\tau_b < 5$ MPa	2.06	CV	1.48	CV

TABLEAU 5. 23: FERRAILAGE ET VERIFICATION DES CONTRAINTES DU VOILE DE 1 MERTE

zone	I		II	
Longueur du voile : L (m)	2,2		2,2	
Epaisseur du voile : e (m)	0,25		0,25	
Section du voile : A (m ²)	0,55		0,55	
Inertie du voile : I (m ⁴)	0,22		0,22	
Bras de levier : V (m)	1,1		1,1	
Résultats				
Effort normal : N (kn)	-2126.703		-1349.335	
Moment de flexion : M (kn.m)	-80.379		-53.237	
Contrainte : σ_1 (kn/ml)	-3464,83		-2187,15	
Contrainte : σ_2 (kn/ml)	-4268,63		-2719,52	
Nature de section	SET		SET	
Lt (m)	2,2		2,2	
Lc (m)	0		0	
Effort de traction : Nt (kn)	2126.703		1349.335	
Ferrailage verticale				
Section d'armature : Av (cm ²)	61,11		38,77	
Section min BAEL : Amin (cm ²)	28,88		28,88	
Section min RPA : Amin (cm ²)	11		11	
Max (As,Amin)	61,11		38,77	
Section adopté AV adp (cm ²)	64,32		49,28	
Choix des barres	Zone courante	10HA16/nappe		10HA14/nappe
	Zone d'about	6HA16/nappe		6HA14/nappe
Espacement (cm)	Zone courante	15		15
	Zone d'about	10		10
Ferrailage horizontale				
Section min BAEL : Amin (cm ²)	16,08		12,31	
Section min RPA : Amin (cm ²)	8,25		8,25	
Section adopté AH adp (cm ²)	31.40		31.40	
Choix des barres	20HA10/nappe		20HA10/nappe	
Espacement (cm)	20		20	
Ferrailage transversale				
Section d'armature : At (cm ²)	4 épingles de HA8/ml			
Vérifications				
Effort tranchant : Vu (kn)	702.64		446.86	
Effort normal : Ns (kn)	1228.75		734.44	
$\sigma_b < 15$ MPa	2.23	CV	0.99	CV
$\tau_u < 3,33$ MPa	1.40	CV	0.90	CV
$\tau_b < 5$ MPa	1.96	CV	1.26	CV

TABLEAU 5. 24: FERRAILAGE ET VERIFICATION DES CONTRAINTES DU VOILE DE 2.2 MERTE

zone	I		II	
Longueur du voile : L (m)	3,15		3,15	
Epaisseur du voile : e (m)	0,25		0,25	
Section du voile : A (m ²)	0,7875		0,7875	
Inertie du voile : I (m ⁴)	0,65		0,65	
Bras de levier : V (m)	1.575		1.575	
Résultats				
Effort normal : N (kn)	-1816,90		-743,31	
Moment de flexion : M (kn.m)	-1230,18		-649,08	
Contrainte : σ_1 (kn/ml)	-6453,44		-3070,56	
Contrainte : σ_2 (kn/ml)	767,25		738,34	
Nature de section	SPC		SPC	
Lt (m)	2,85		2,57	
Lc (m)	0,30		0,58	
Effort de traction : Nt (kn)	1840,08		788,90	
Ferrailage verticale				
Section d'armature : Av (cm ²)	46,01		19,74	
Section min BAEL : Amin (cm ²)	41,34		41,34	
Section min RPA : Amin (cm ²)	15,75		15,75	
Max (As,Amin)	46,01		19,74	
Section adopté AV adp (cm ²)	55,42		40,10	
Choix des barres	Zone courante	12HA14/nappe		12HA14/nappe
	Zone d'about	6HA14/nappe		6HA14/nappe
Espacement (cm)	Zone courante	20		20
	Zone d'about	15		15
Ferrailage horizontale				
Section min BAEL : Amin (cm ²)	16,17		11,87	
Section min RPA : Amin (cm ²)	11,81		11,81	
Section adopté AH adp (cm ²)	31.40		31.40	
Choix des barres	20HA10/nappe		20HA10/nappe	
Espacement (cm)	20		20	
Ferrailage transversale				
Section d'armature : At (cm ²)	4 épingles de HA8/ml			
Vérifications				
Effort tranchant : Vu (kn)	680..02		405.46	
Effort normal : Ns (kn)	1388.80		989.86	
$\sigma_b < 15$ MPa	1.76	CV	1.26	CV
$\tau_u < 3,33$ MPa	0.96	CV	0.57	CV
$\tau_b < 5$ MPa	1.34	CV	0.80	CV

TABLEAU 5. 25: FERRAILAGE ET VERIFICATION DES CONTRAINTES DU VOILE DE 3.15 MERTE

Chapitre 6 :

Etude de l'infrastructure

6.1.Introduction :

Les fondations d'une construction constituent une partie de l'ouvrage, elles sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque leurs bonnes conception et réalisation découle une bonne tenue de l'ensemble.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

6.2.Etude de sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Le terrain retenue pour notre projet se situe au sud-est de la commune d'El-Mohammadia willaya d'Alger, Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2,00 bar comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 5.00 mètre et un angle de frottement $\phi = 15^\circ$.

6.3.Type des fondations :

a. Fondations superficielles :

En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle).Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} \leq 4$

Elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain, capables de supporter l'ouvrage (bon sol) se trouvent à une faible profondeur.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

b. Fondations semi-profondes :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de prémunir contre le phénomène de gel et de dégel du sol.

c. Fondations profondes :

Il arrive des fois que le sol en surface soit formé des couches compressibles, dont la capacité portante est faible alors que les couches sous adjacentes sont résistantes, on est donc obligé de fonder l'ouvrage sur cette couche résistante.

Pour atteindre cette couche on réalise soit des puits (fondations peu profond) soit des pieux pour lesquels le rapport : $\frac{D}{B} > 10$.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

6.4. Facteur de choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend en générale de plusieurs paramètres :

- Le type de l'ouvrage à construire
- Les caractéristiques de sol qui doit supporter l'ouvrage
- La nature et l'homogénéité du bon sol
- La capacité portante du terrain de fondation
- La charge totale transmise au sol
- La facilité de réalisation.

6.5. Choix de type de Fondation :

Etant donné la nature de notre sol, on choisit des fondations superficielles. En ce qui concerne les ouvrages en voiles, deux cas peuvent se présenter en fondations superficielles :

- Semelles filantes.
- Radier général.

a. Semelles filantes :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_b = 218.05m^2$). ($S_s / S_b < 50\%$).

La surface du la semelle sera déterminer par une seule de deux condition suivante :

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_u}{S_s} ; \sigma_{adm} \geq \frac{N_s}{S_s}$$

Avec :

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{adm} = 200KN/C = 0,20MPa$).

S_s : La surface du la semelle.

N_u : Σ de chaque fil de poteaux et voiles à l'ELU.

N_s : Σ de chaque fil de poteaux et voiles à l'ELS.

- Calcul de S_s à l'ELU :

$$S_s = \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{adm}} = \frac{38872.18}{1.33 \times 200} = 146.14m^2 \rightarrow \frac{S_s}{S_b} = \frac{146.14}{218.05} = 0.67 > 0.5$$

• **Calcul de S_s à l'ELS :**

$$S_s = \frac{N_s}{\sigma_{adm}} = \frac{28391.89}{200} = 141.96m^2 \rightarrow \frac{S_s}{S_b} = \frac{141.96}{218.05} = 0.65 > 0.5$$

Conclusion :

Dans Les deux conditions La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage on est donc amené a opté le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

6.6. Etude du radier :

6.6.1. Introduction :

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature. Il est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

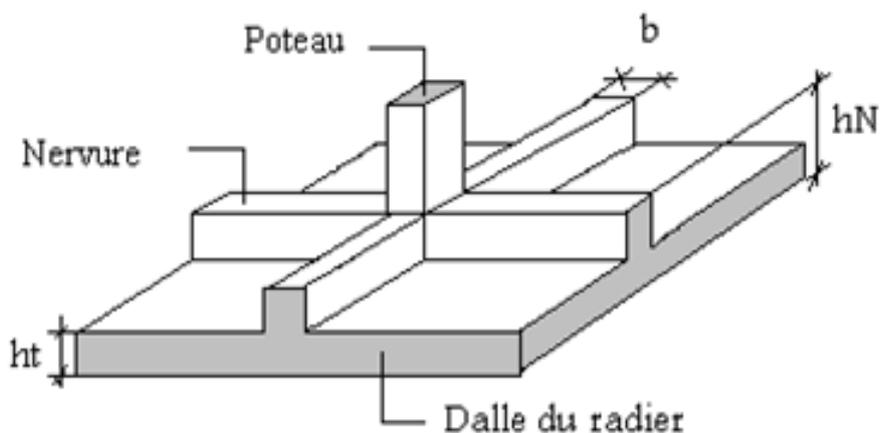


FIGURE 6. 1: RADIER NERVURE

6.6.2. Pré-dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux $L_{max} = 6.70m$

$$\frac{670}{8} \leq h_1 \leq \frac{670}{5} \rightarrow 83.75 \leq h_1 \leq 134 \rightarrow \text{on prend } h_1 = 110cm$$

➤ **Condition de longueur élastique :**

$$L_e = \frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

L_{\max} : plus grande distance en deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton $E = 32164,2$ MPa

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de la raideur du sol rapporté à l'unité de la surface. Pour un sol moyen $K = 40$ MN/m³.

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5$ [kg/cm³] pour un très mauvais sol.
- $K=4$ [kg/cm³] pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$ [kg/cm³] pour un très bon sol.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 6.7^4}{32164.2 \times 10^3 \times \pi^4}} = 107 \text{ cm}$$

➤ **Condition de coffrage :**

On remarque que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré vérifiée

➤ **Pour les nervures :**

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{670}{10} = 67 \text{ cm.}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{1.1}{2} = 0.55 \text{ m.}$$

➤ **Pour la dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{670}{20} = 33.5 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les conditions précédentes, nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

$$h_p = 110 \text{ cm}$$

$$b_p = 60 \text{ cm}$$

$$h_d = 50 \text{ cm}$$

6.6.3. Caractéristiques géométriques du radier :

➤ **Le débord :**

$$D \geq \max \left(\frac{h}{2}; 0.30\text{m} \right) = \max \left(\frac{1.1}{2}; 0.30\text{m} \right) = 0,55\text{m}$$

Soit : $D = 0,6\text{m}$.

➤ **La surface :**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{batiment}} = 218.05\text{m}^2$$

$$S_{\text{débord}} = 37.43\text{m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 218.05 + 37.43 = 255.48\text{m}^2.$$

➤ **Calcul des Moments d'inerties :**

$$I_x = 6527.136\text{m}^4$$

$$I_y = 4753.428\text{m}^4$$

➤ **Centre de masse du radier :**

$$X_G = 7.89\text{m}$$

$$Y_G = 8.53\text{m}$$

➤ **Centre de masse de la structure :**

$$X_G = 7.90\text{m}$$

$$Y_G = 8.56\text{m}$$

➤ **Excentricité du radier (par rapport à la structure) :**

$$e_x = |X_{G.s} - X_{G.r}| = |7.90 - 7.89| = 0.01\text{m}.$$

$$e_y = |Y_{G.s} - Y_{G.r}| = |8.56 - 8.53| = 0.03\text{m}.$$

6.6.4. Détermination des charges et surcharges :

➤ **La structure :**

$$G = 24770.99 \text{ KN} ; Q = 3620.89 \text{ KN}.$$

➤ **Le radier :**

$$G_r = \rho \cdot h_N \cdot S_r = 25 \times 1.1 \times 255.48 = 7025.7 \text{ KN}$$

Donc :

$$G_{\text{tot}} = G + G_r = 31796.7 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q = 3620.89 \text{ KN}.$$

6.6.5. Determination des efforts:

$$\text{ELU} : N_u = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 48356.88 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_S = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 35417.59 \text{ KN.}$$

6.6.6. Les verifications:

a. Condition de non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant, Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u = \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.
 μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

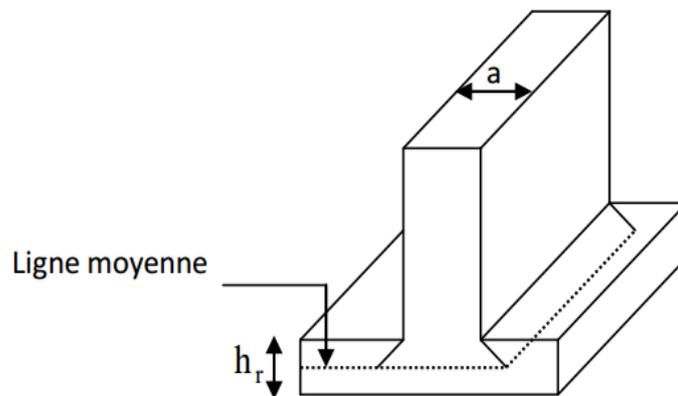


FIGURE 6. 2: SCHEMA DE TRANSMISSION DES CHARGES

➤ Sous Poteau :

$$N_u = 3431.57 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_1) = 2(0.5 + 1 + 2 \times 1.1) = 7.4 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times 7.4 \times 1.1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6105 \text{ KN} \geq N_u \rightarrow \text{condion vérifiée.}$$

➤ Sous voile :

$$N_u = 2786.44 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_1) = 2(0.25 + 6.7 + 2 \times 1.1) = 18.3 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times 18.3 \times 1.1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 15097.5 \geq N_u \rightarrow \text{condion vérifiée.}$$

b. Condition de non cisaillement :

D'après le règlement (CBA93 Art A-5-1) on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Avec : $d = 0,9$, $h = 0,99\text{m}$; $b = 1\text{ m}$.

$$V_u = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{bat}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = 595.21\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{595.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.99} = 0.60\text{MPa} \leq \overline{\tau}_{\text{bu}} \rightarrow \text{condion vérifiée.}$$

c. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{\text{radie}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 48365.88\text{KN}$$

Fs : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1,5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10\text{KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 4.5\text{m}$)

S : surface du radier, ($S = 255.48\text{m}^2$).

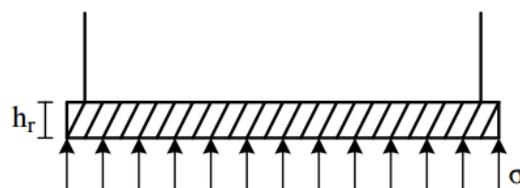
$$W = 48365.88\text{KN} > 1,5 \times 10 \times 4.5 \times 255.48 = 3823.22\text{KN} \rightarrow \text{condion vérifiée.}$$

d. Vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol.

Etant donné que la résultante des charges verticales est centrée sur le radier, le diagramme de réaction du sol est uniforme :

$$\sigma = \frac{N}{S}$$



Vis-à-vis des charges horizontales le diagramme devient trapézoïdal ou triangulaire :

$$\sigma = \frac{N}{S} + M \cdot \frac{V}{I}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} - M \cdot \frac{V}{I}$$

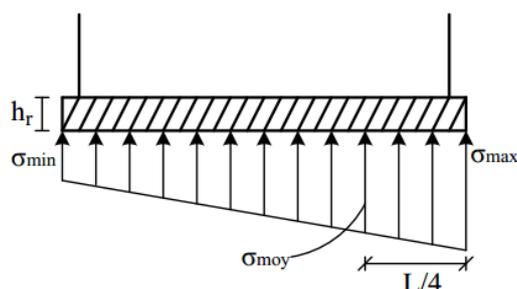


FIGURE 6. 3: DIAGRAMME DES CONTRAINTES

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : effort normal de calcul

M : moment d'excentricité dû aux charges verticales $M = N \times e$

Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

On doit vérifier que :

ELU : $\sigma_{moy} < 1,33. \sigma_{sol}$

ELS : $\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	ELS		ELU	
	Longitudinal	transversal	Longitudinal	transversal
N (KN)	35417,59	35417,59	48356,88	48356,88
e (m)	0,01	0,03	0,01	0,03
M (KN.m)	354,18	1062,53	438,57	1450,71
V (m)	7,89	8,53	7,89	8,53
I (m4)	6527,136	4753,428	6527,136	4753,428
σ_{max} (MPa)	0,139	0,141	0,19	0,192
σ_{min} (MPa)	0,138	0,137	0,189	0,187
σ_{moy} (MPa)	0,139	0,14	0,19	0,191
σ_{adm} (MPa)	0,2	0,2	0,27	0,27
Observation	C.V	C.V	C.V	C.V

TABLEAU 6. 1: VIRIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELU ET A L'ELS

➤ **Vérification de la stabilité :**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant :

$$M = M_0 + M_0 \times h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure.

TM_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

A cet effet, le radier doit être vérifié :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ±E

$$N = 0,8 N_G$$

- Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G + Q + E

$$N = N_G + N_Q$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	0,8G±E		G + Q + E.	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	25437.36	25437.36	35417.59	35417.59
M (KN.m)	65491.93	53661.29	65491.93	53661.29
V (m)	7.89	8.53	7.89	8.53
I (m ⁴)	6527.136	4753.43	6527.136	4753.43
σ _{max} (MPa)	0.179	0.196	0.216	0.234
σ _{min} (MPa)	0.020	0.003	0.060	0.042
σ _{moy} (MPa)	0.139	0.148	0.177	0.186
σ _{adm} (MPa)	0.20	0.20	0.20	0.20
condition	C.V	C.V	C.V	C.V

TABLEAU 6. 2: VERIFICATION DE SOULEVEMENT

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après le RPA2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{1}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

M : moment dû au séisme

N : charge verticale permanente

$$N = 0,8 N_G = 25437.36 \text{KN.}$$

$$\text{Sens X-X : } e = \frac{65491.93}{25437.36} = 2,57\text{m} < a/4 = 3.93\text{m} \rightarrow (\text{Vérifie})$$

$$\text{Sens Y-Y : } e = \frac{53661.29}{25437.36} = 2.11\text{m} < b/4 = 4.58\text{m} \rightarrow (\text{Vérifie}).$$

6.6.7. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des

moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

a. Ferrailage du panneau :

Le calcul se fait pour le panneau le plus défavorable :

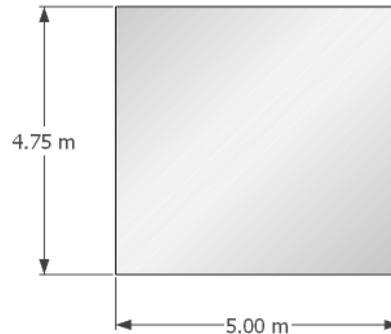


FIGURE 6. 4: PANNEAU PLUS SOLLICIE

a.1. Evaluation des charges et des surcharges :

ELU :

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{48356.88}{255.48} = 189.28 \text{KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{48356.88}{255.48} = 138.63 \text{KN/m}^2$$

a.2. Moment isostatique :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyées sur leur contour nous distinguons deux cas :

1er Cas : $0 < \alpha < 0,4$

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q \cdot \frac{l_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2ème Cas : $0,4 \leq \alpha \leq 1$

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

a.3. Moment en appuis et en travée :

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75M_{0x}$, $M_{ty} = 0,75M_{0y}$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5M_{0x}$, $M_{ay} = 0,5M_{0y}$)

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85M_{0x}$, $M_{ty} = 0,85M_{0y}$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3M_{0x}$, $M_{ay} = 0,3M_{0y}$)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.75}{5} = 0.95 \rightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

	ELS		ELU	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
μ	0,0483	0,923	0,041	0,888
M (KN.m)	151,07	139,44	175,09	155,48
M_t (KN.m)	128,41	118,52	148,83	132,16
M_a (KN.m)	45,32	41,83	52,53	46,64

TABLEAU 6. 3: CALCUL DES SOLLICITATIONS

a.4. Calcul des armatures :

$b = 100\text{cm}$; $h = 50\text{cm}$; $d = 45\text{cm}$

- **Pourcentage minimal :**

Suivant le petit côté : $A_{min}^x \geq 8 \times h = 4\text{cm}^2$

Suivant le grand côté : $A_{min}^y \geq 8 \times h \times \frac{3-\alpha}{2} = 4.1\text{cm}^2$

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23.b.d.\frac{ft_{28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 5,43\text{cm}^2$

- **Espacement maximal :**

$S_t^x \leq \min(33 \text{ cm}, 3.\text{hr}) \rightarrow S_t^x = 15\text{cm}$

$S_t^y \leq \min(45 \text{ cm}, 4.\text{hr}) \rightarrow S_t^y = 15\text{cm}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (KN.m)	52,53	148,83	46,64	132,16
A_s (cm ²)	3,39	9,78	3,01	8,65
$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	5,43	5,43	5,43	5,43
Choix	6HA14	6HA16	6HA14	6HA16
$A_{s \text{ adp}}$ (cm ²)	9,24	12,06	9,24	12,06
S_t (cm)	15	15	15	15

TABLEAU 6. 4: FERRAILLAGE A L'ELU

a.5. Vérifications des contraintes :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y$; $K = \frac{M_{ser}}{I}$

avec : $I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y')^2$ (moment d'inertie).

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0 \text{ (position de l'axe neutre).}$$

A : section d'armature tendue.

n = 15 : coefficient d'équivalence.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M _{ser} [KN.m]	A _s [cm ²]	I [cm ⁴]	k [MN/m ³]	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
Appuis	L _X	45.32	9,24	203098.76	2.23	2.2	15	CV
	L _Y	41.83	9,24	203098.76	2.06	2.0	15	CV
Travée	L _X	128.41	12,06	257055.17	5.00	6.4	15	CV
	L _Y	118.52	12,06	257055.17	4.61	5.9	15	CV

TABLEAU 6. 5: VERIFICATION DES CONTRAINTES

b. Ferrailage de la nervure :

b.1. Dimensionnement des nervures :

La section de la nervure est considérée comme une section en T avec :

b_1 : largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure et ne doit pas dépasser le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre le 1/10 de la portée.

b : largeur de la dalle de compression.

$$b_1 < \min \begin{cases} \frac{l_x}{2} = \frac{475}{2} = 137.5\text{cm} \\ \frac{l_y}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm} \end{cases} \rightarrow b = 40\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 140\text{cm}$$

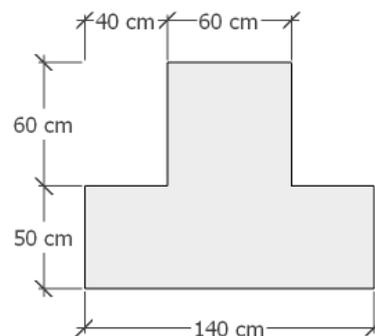
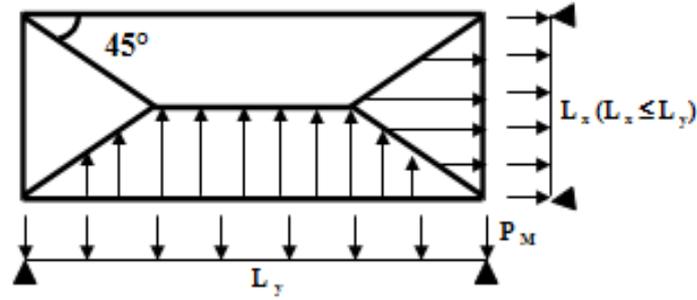


FIGURE 6. 5: DIMENSIONNEMENT DES NERVURES

b.2. Evaluation des charges :

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :



	Triangulaire	Trapézoïdale
q_M	$q_{eq} = q \times \frac{l_x}{3}$	$q_{eq} = q \times \frac{l_y}{2} \times (1 - \frac{\alpha^2}{3})$
q_T	$q_{eq} = q \times \frac{l_x}{4}$	$q_{eq} = q \times \frac{l_y}{2} \times (1 - \frac{\alpha}{2})$

TABLEAU 6. 6: EVALUATION DES CHARGES

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Combinaison	q (kn/m ²)	Sens XX		Sens YY	
		q_M (kn/m ²)	q_T (kn/m ²)	q_M (kn/m ²)	q_T (kn/m ²)
ELU	189.28	599.39	449.54	661.69	496.86
ELS	183.63	438.99	329.24	484.63	363.90

TABLEAU 6. 7: DETERMINATION DES CHARGES

b.3. Détermination des efforts :

Le calcul de ferrailage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées. Ou les efforts sont calculés par la méthode de Caquot :

➤ Calcul des moments :

- En appuis :

$$M_i = \frac{P_w \cdot l_w'^3 + p_e \cdot l_e'^3}{8.5 \cdot (l_w' + l_e')}$$

- En travée :

$$M_i = \frac{\sum K_w \cdot P_w \cdot l_w'^2 + \sum K_e \cdot p_e \cdot l_e'^2}{(l_w' + l_e')}$$

Avec :

$l' = 0,8 \cdot l \rightarrow$ travée intermédiaire ; $l' = l \rightarrow$ travée de rive.

$$K_w = \frac{1}{l_w'} ; K_e = \frac{1}{l_e'}$$

P_w : charge du côté West de la travée considérée.

p_e : charge du côté Est de la travée considérée.

l_w : longueur de la travée West.

l_e : longueur de la travée Est.

I : inertie de la nervure.

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_{wi} = V_{ow} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_{wi}}$$

$$V_{ei} = V_{oe} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_{ei}}$$

Avec :

V_{wi} , V_{oe} : efforts tranchants sur appuis des travées de référence en valeur algébrique.

M_i , M_{i-1} : moments sur appuis avec leurs signes.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Combinaison	Sens XX			Sens YY		
	La charge (KN/ml)	Moment		La charge (KN/ml)	Moment	
		Sur appuis (KN.m)	En travée (KN.m)		Sur appuis (KN.m)	En travée (KN.m)
ELU	599.39	1256.17	954.05	661.69	1521.36	1377.03
ELS	438.99	920.01	686.74	484.63	1114.26	1008.55

TABLEAU 6. 8: DETERMINATION DES MOMENTS MAXIMAUX A L'ELU ET A L'ELS

Combinaison	Sens XX		Sens YY			
	La charge (KN/ml)	V_{max} (KN)		La charge (KN/ml)	V_{max} (KN)	
ELU	449.54	1220.83		496.86	1330.57	

TABLEAU 6. 9: DETERMINATION DES EFFORT MAXIMAUX A L'ELU

b.4. Calcul des armatures :

➤ **Armatures longitudinales :**

Sens XX :

	ELU		ELS	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M (KN.m)	1256.17	954.05	920.01	686.74
Section (cm²)	Rectangulaire (140×110)	Rectangulaire (140×110)	Rectangulaire (140×110)	Rectangulaire (140×110)
A (cm²)	35.48	26.74	25.76	19.12
A_{min} (cm²)	16.74	16.74	16.74	16.74
Choix	5T20 + 5T20+5T16(chap)	5T20 + 5T20(chap)	5T20 + 5T20(chap)	5T20 + 3T16(chap)
A_{adp} (cm²)	41.45	31.40	31.40	21.73

TABLEAU 6. 10: FERRAILLAGE LONGITUDINALE DES NERVURES SENS XX

Sens YY :

	ELU		ELS	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M (KN.m)	1521.36	1377.03	1114.26	1008.55
Section (cm²)	Rectangulaire (140×110)	Rectangulaire (140×110)	Rectangulaire (140×110)	Rectangulaire (140×110)
A (cm²)	43.25	39.01	31.35	28.30
A_{min} (cm²)	16.74	16.74	16.74	16.74
Choix	5T20 + 5T20×2(chap)	5T20 + 5T20+5T16(chap)	5T20 + 5T20+2T16(chap)	5T20 + 5T20(chap)
A_{adp} (cm²)	47.10	41.45	35.42	31.40

TABLEAU 6. 11: FERRAILLAGE LONGITUDINALE DES NERVURES SENS YY

➤ **Armatures transversales :**

- **Calcul des armatures de cisaillement :**

Le règlement impose la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min(\phi_{\min}; h/35; b_0/10) \rightarrow \phi_t \leq \min(20; 31.42; 60)$$

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

- **Espacement S_t :**

D'après (RPA99V2003) :

En zone nodale : $S_t^{\max} \leq \min(h/4; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}) \rightarrow S_t^{\max} = 20\text{cm}$

En zone courante : $S_t^{\max} \leq h/2 = 50\text{cm}$.

D'après BAEL91 :

$$St \leq \min(a+10\text{cm}, 40\text{ cm}, 15\phi_{\min}) = 30\text{ cm}$$

On prend alors :

$$St = 15\text{cm en zone nodale.}$$

$$St = 20\text{cm en zone courante.}$$

- **Pourcentage minimale :**

D'après RPA99V2003 :

$$A_t^{\min} = 0,003.S_t.b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7\text{cm}^2$$

On adopte $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{ cm}^2$.

b.5. Les Vérifications :

➤ **Vérification au cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \min(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Avec : $d = 0,9.h = 0,99\text{m}$; $b_0 = 0.6\text{ m}$.

- **Sens XX :**

$$\tau_u = \frac{1220.83 \times 10^3}{600 \times 990} = 2.05\text{MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} \rightarrow \text{condion vérifiée.}$$

- **Sens YY :**

$$\tau_u = \frac{1330.57 \times 10^3}{600 \times 990} = 2.24\text{MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} \rightarrow \text{condion vérifiée.}$$

➤ **Vérifications des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{28} = 0,6 \times 25 = 15\text{ MPa}$$

σ_{bc} : La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.y$; $K = \frac{M_{ser}}{I}$

avec : $I = \frac{by^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-y')^2$ (moment d'inertie).

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0 \text{ (position de l'axe neutre).}$$

A : section d'armature tendue.

n=15 : coefficient d'équivalence.

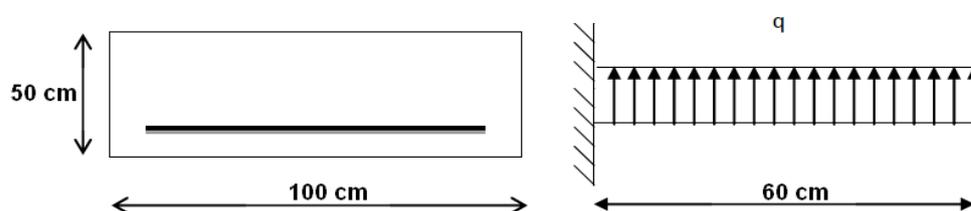
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M _{ser} [KN.m]	A _s [cm ²]	I [cm ⁴]	k [MN/m ³]	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
Appuis	L _X	920.01	41.45	3061502.53	30.05	10.84	15	CV
	L _Y	1114.26	47.10	3726309.84	29.90	11.34	15	CV
Travée	L _X	686.74	31.40	2769386.85	24.79	8.02	15	CV
	L _Y	1008.55	41.45	3061502.53	32.94	11.89	15	CV

TABLEAU 6. 12: VIRIFICATION DES CONTRAINTES

c. Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L = 60 cm, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur b=1m.



c.1. Calcul des Sollicitations :

- ELU :

$$q_u = 189,28 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{189,28 \times 0,6^2}{2} = 34,07 \text{ KN/m}^2$$

- ELS :

$$q_s = 138,63 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{138,63 \times 0,6^2}{2} = 24,95 \text{ KN/m}^2$$

c.2. Calcul des armatures :

b = 100 cm , h = 50 cm , d = 45 cm

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mu (kn.m)	A (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	Choix	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
34,07	2,19	5,43	6HA14	9,24	15

TABLEAU 6. 13 : FERRAILAGE DE DEBORD

On peut prolonger les armatures adoptées dans le ferrailage des panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

c.3. Vérifications :

➤ Vérification au cisaillement :

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{189,63 \times 0,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérifications des contraintes :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot y$; $K = \frac{M_{ser}}{I}$

avec : $I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - y')^2$ (moment d'inertie).

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(dA + d'A') = 0 \text{ (position de l'axe neutre).}$$

A : section d'armature tendue.

n = 15 : coefficient d'équivalence.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M_{ser} [KN.m]	A_s [cm ²]	I [cm ⁴]	k [MN/m ³]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	obs
24.95	9.24	33800.68	73.81	7.28	15	CV

TABLEAU 6. 14: VERIFICATION DES CONTRAINTES

6.7. Etude de Voile périphérique :

a. Introduction :

Le voile ou le mur de soutènement représente un mur continu à la périphérie du bâtiment entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Il assure :

- Une augmentation de rigidité de la structure
- Une protection contre les eaux agressives
- Reprendre les poussées des terres

Le voile d'infrastructure est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 6,45 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol, assure à la fois un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

b. Poussée des terres :

Dans l'évaluation de la poussée des terres interviennent le coefficient de poussée active K_a en fonction de l'angle de frottement interne ϕ du remblai, ainsi que le poids volumique γ de ce dernier. K_a intervient également dans l'évaluation de la poussée due à la charge variable éventuelle sur le remblai.

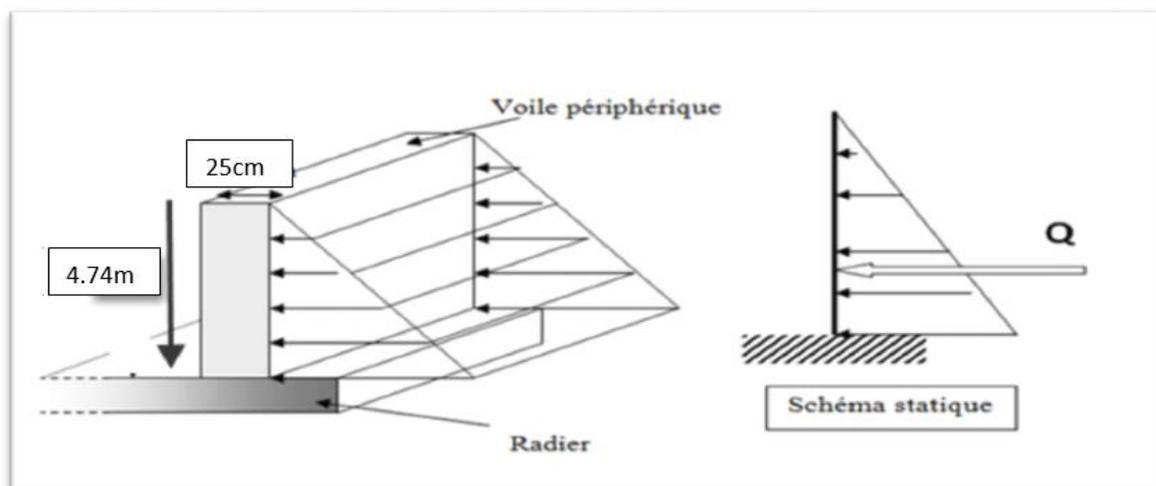


FIGURE 6. 6: REPARTITION DES CHARGES SUR VOILE PERIPHERIQUE

c. Calcul de la poussée active dynamique :

D'après le RPA99/2003 : [ART .10.4] La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques.

$$K_h = A \text{ et } K_v = \pm 0.3K_h$$

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage. (En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est donnée par la formule suivante :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot K_{ad} \cdot (1 \pm K_v) \cdot \gamma \cdot h^2$$

K_{ad} : Coefficient de la poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta)} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos \beta}} \right]^{-2}$$

γ : Poids volumique du sol de remblai

ϕ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion

h: hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle d'exerce P

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale $\beta = 0$.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right).$$

➤ **Calcul de poussée dynamique :**

$$A = 0.25 \rightarrow K_h = 0.25 \rightarrow K_v = 0.3 \times 0.25 = 0.075$$

$$\phi = 15^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{KN/m}^3$$

$$\beta = 0$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0.25}{1 + 0.075} \right) = 8.13^\circ$$

$$K_{ad} = 0.719$$

Après les calculs on trouve : $P_{ad} = 95.23 \text{KN/m}$

d. Calcul de ferrailage :

➤ **Evaluation des sollicitations :**

Le calcul se fait pour le panneau le plus défavorable :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.74}{6.70} = 0.71 \rightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

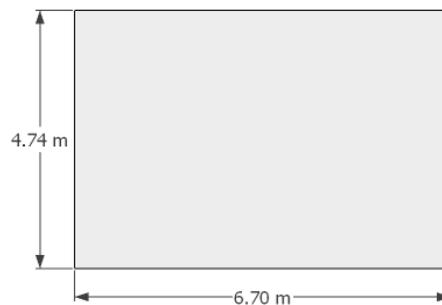


FIGURE 6. 7: PANNEAU PLUS DEFAVORABLE

➤ **Moment isostatique :**

$0,4 \leq \alpha \leq 1$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

➤ **Moment en appuis et en travée :**

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

- Moment en travée : $(M_{tx} = 0,75M_{0x} , M_{ty} = 0,75M_{0y})$
- Moment sur appuis : $(M_{ax} = 0,5M_{0x} , M_{ay} = 0,5M_{0y})$

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

- Moment en travée : $(M_{tx} = 0,85M_{0x} , M_{ty} = 0,85M_{0y})$
- Moment sur appuis : $(M_{ax} = 0,3M_{0x} , M_{ay} = 0,3M_{0y})$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

	ELU	
	Sens XX	Sens YY
μ	0,0670	0,450
M (KN.m)	143.35	64.51
M _t (KN.m)	121.90	54.83
M _a (KN.m)	43.01	19.35

TABLEAU 6. 15: CALCUL DES SOLLICITATIONS

➤ **Calcul des armatures :**

b = 100cm ; h = 25cm ; d = 22.5cm

• **Pourcentage minimal :**

D'après le RPA2003 (Art. 10.1.2), Le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{\min} = 0.1 \times b \times h / 100 = 0.1 \times 100 \times 25 / 100 = 2.5\text{cm}^2$$

Selon le BAEL 91, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2\text{cm}^2$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M _u (KN.m)	43.01	121.90	19.35	54.83
A _s (cm ²)	5.67	17.18	2.50	7.29
A _{s min} (cm ²)	2.50	2.50	2.50	2.50
Choix	6HA14/Nappe	6HA14/Nappe	6HA12/Nappe	6HA12/Nappe
A _{s adp} (cm ²)	18.46	18.46	13,56	13,56
S _t (cm)	15	15	15	15

TABLEAU 6. 16: FERRAILLAGE A L' ELU

➤ **Vérification au cisaillement :**

Selon CBA93 [A.5.2.2], les dalles sont bétonnées sans reprise de bétonnage dans toute leur épaisseur.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa}$$

Avec : d = 0,9.h = 22.5cm ; b = 100cm.

$$V_u = P_{ad} \times \frac{L}{2} = 95.23 \times \frac{4.74}{2} = 222.70\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{222.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.98\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} \rightarrow \text{condion vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires dans ce cas. Finalement, On n'obtient que deux nappes.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateurs, ont influencé profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latéral. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

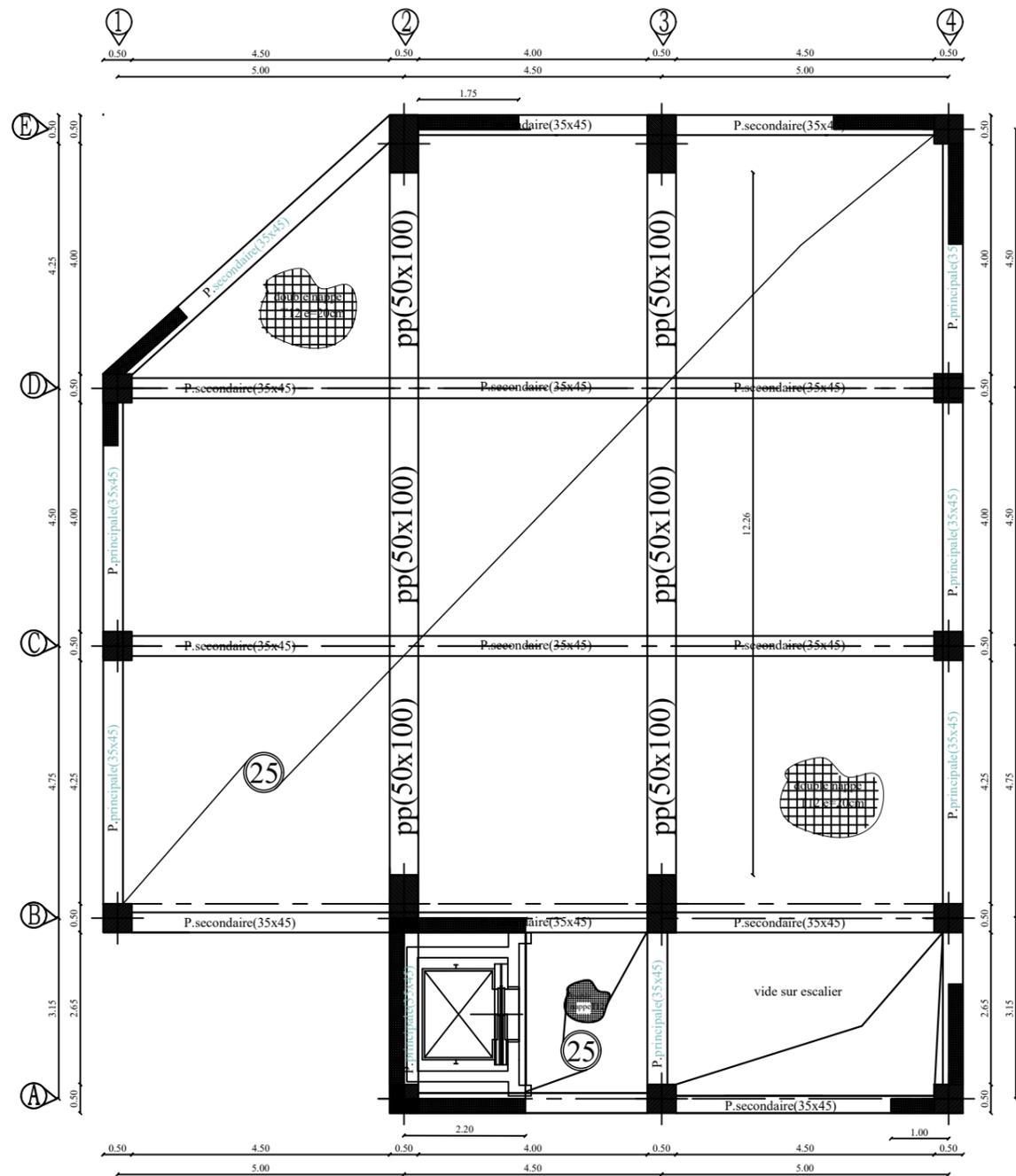
Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci notre en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude et de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans sa mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature , en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique) .

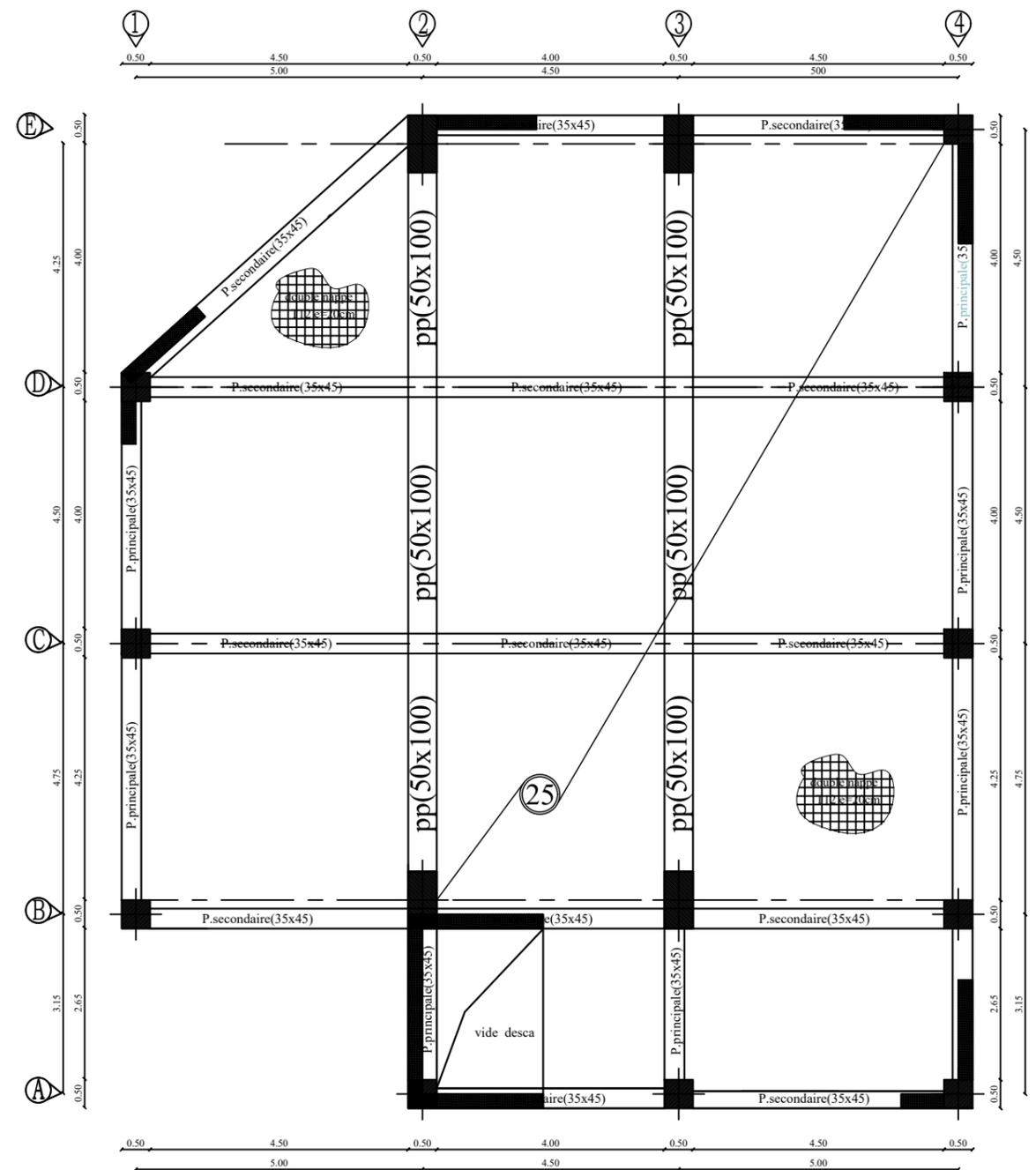
Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Annexe :

Plans de génie civil

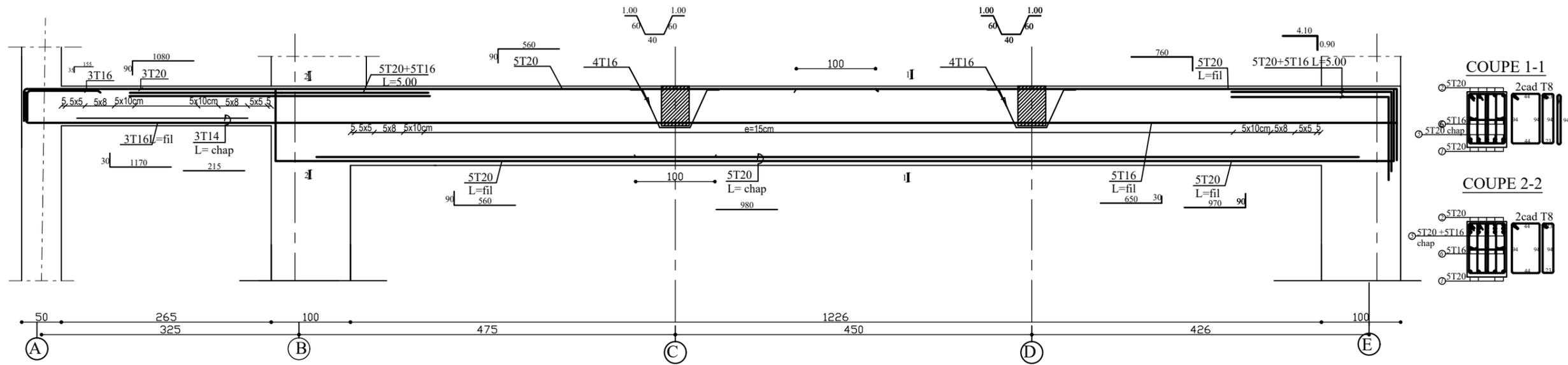


COFFRAGE_PLANCHER
 niv: + 1.44,5.76,10.08,14.40,18.76m

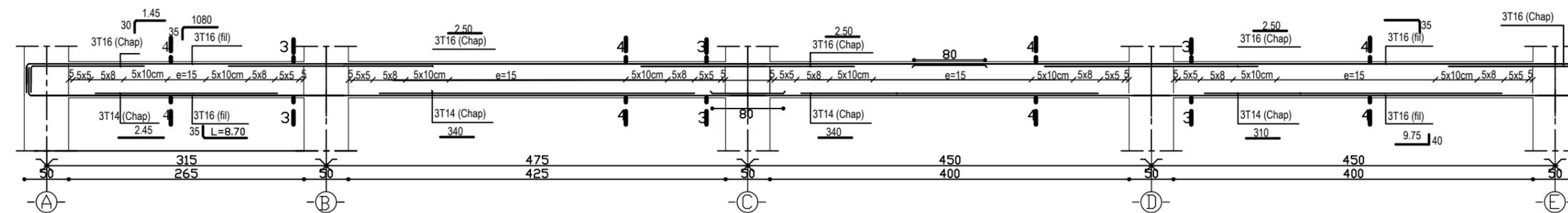


COFFRAGE_PLANCHER niv: + 23.04m

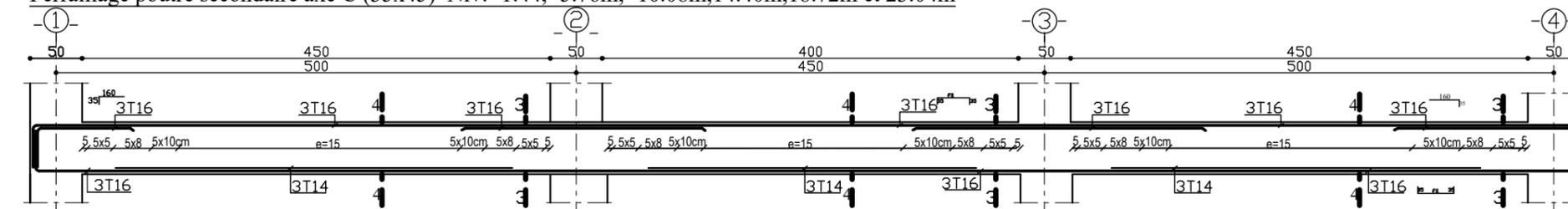
Ferrailage poutre principale axe 3 (50x100) Niv +1.44:+5.76m,+10.08m,14.40m, 18.72m et 23.04m



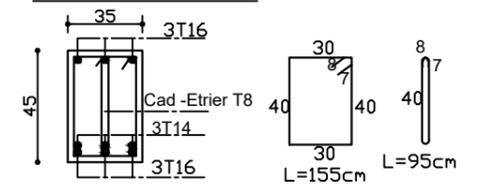
Ferrailage poutres principales axe 4 (35x45) Niv:+1.44,+5.76m,+10.08m,14.40m,18.72m et 23.04m



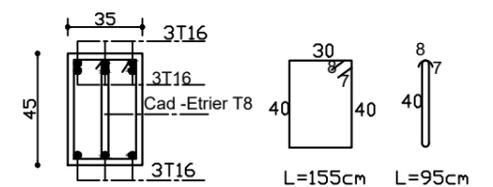
Ferrailage poutre secondaire axe C (35x45) Niv:+1.44,+5.76m,+10.08m,14.40m,18.72m et 23.04m

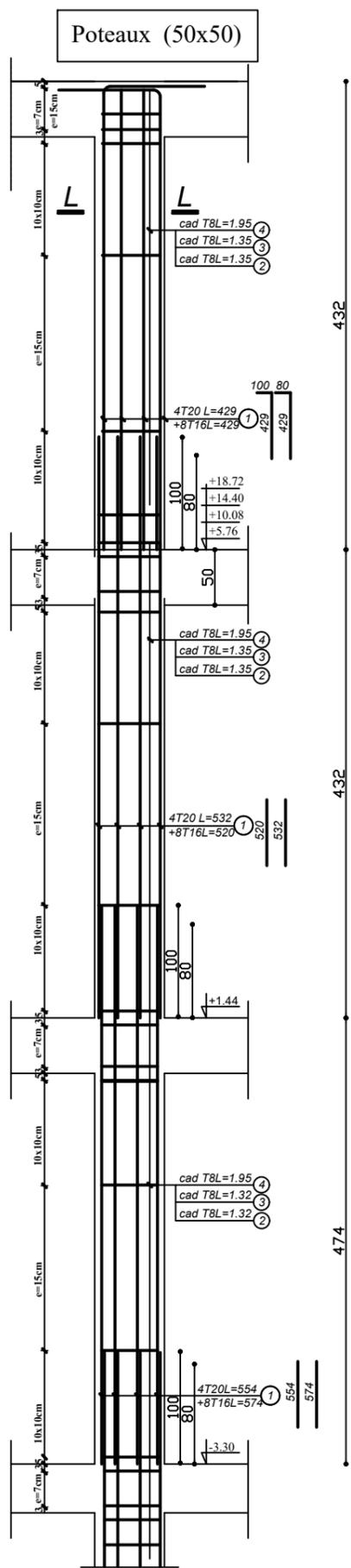


COUPE: 4-4

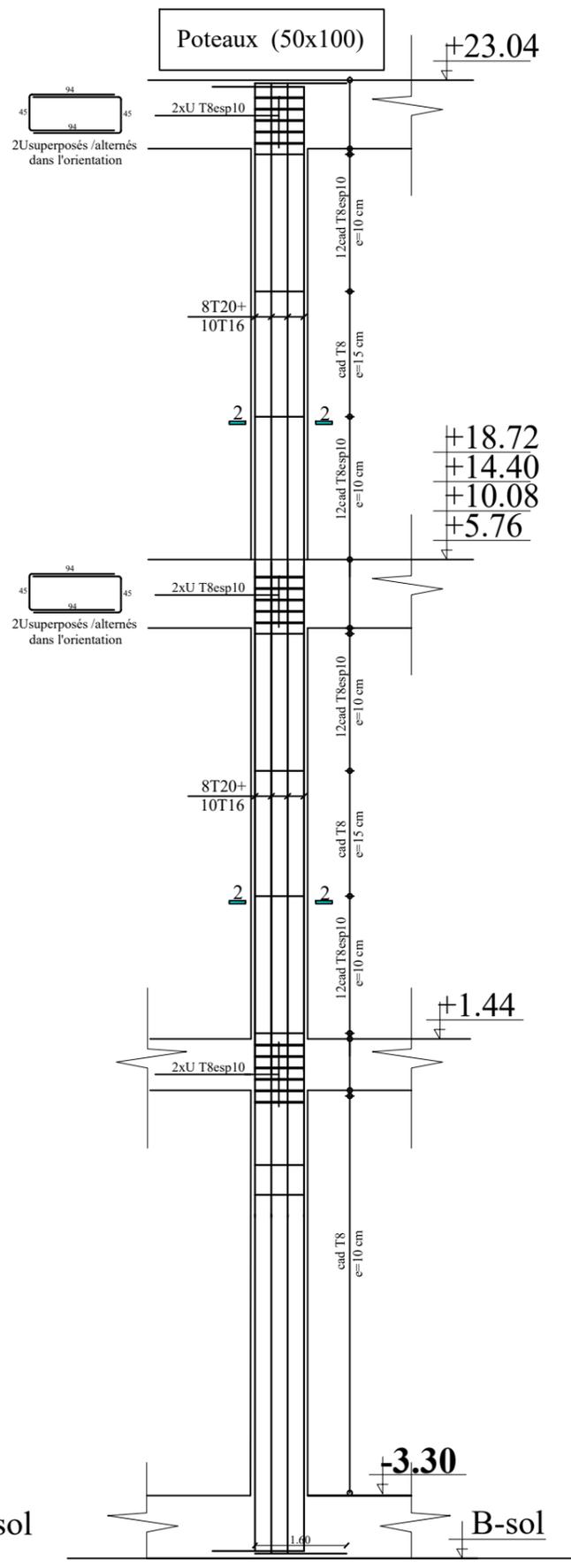
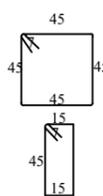
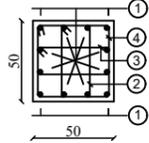


COUPE: 3-3

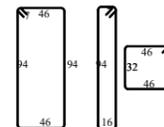
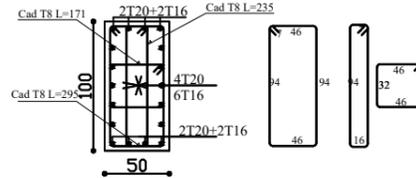




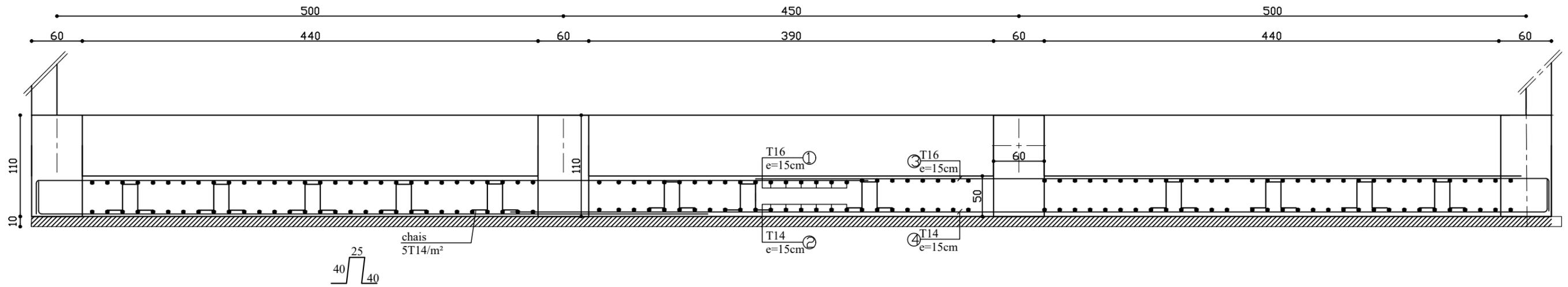
COUPE L-L



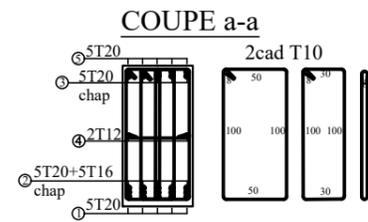
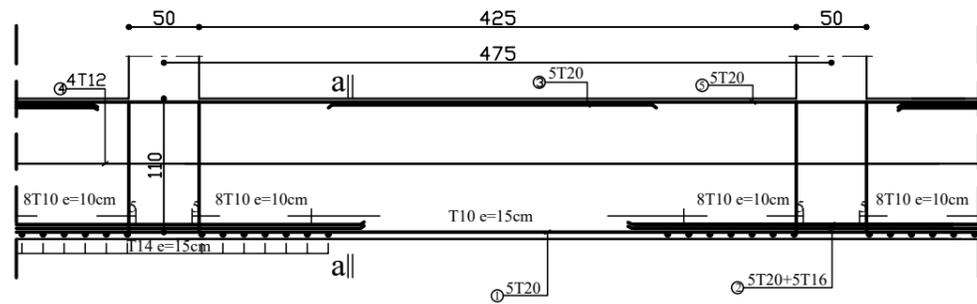
COUPE 2-2



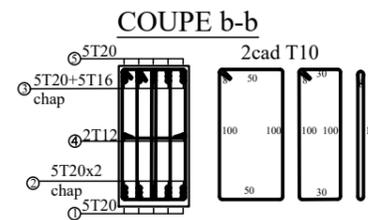
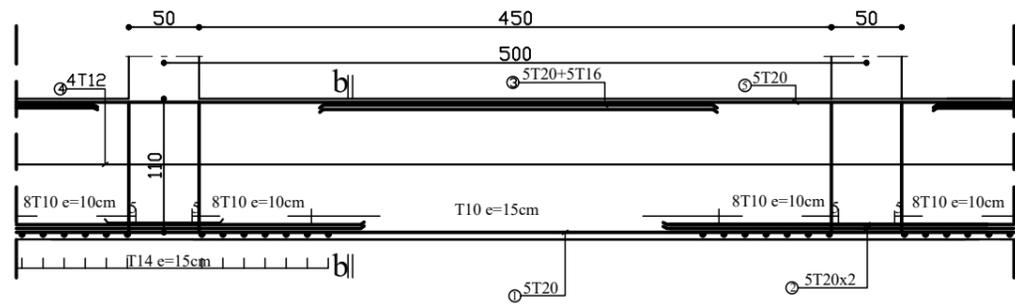
Ferrailage Radier Niv : -3.90m



Ferrailage nervure (60x110) sens XX Niv: -3.40m



Ferrailage nervure (60x110) sens YY Niv: -3.40m



--Ferr-Voile Périphérique--

