

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2021

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

SAYAH LAKHDAR
MALOSSI ABDERAHMAN

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Génie Civil**
Option : **Structure**

Thème :

Etude de la stabilité d'un immeuble de grande hauteur sous sollicitations horizontales (séisme et vent)

Mémoire examiné par :

Mr. REFFAS	MAA	UAMOB	Président
Mme.MOHAMADI Saddika	MAA	UAMOB	Encadreur
Mr. AOUADI Abdelhak	MAB	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2021/2022

REMERCIEMENTS

En achevant cet humble travail, nous remercions tout d'abord Dieu le tout puissant de nous avoir permis d'atteindre ce jour.

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et notre reconnaissance à notre promotrice, Mme **Saddika Mohamadi**, pour son aide, ses conseils et sa présence constante, et nous lui souhaitons une bonne santé pour elle et sa famille.*

Nous adressons nos sincères remerciements à tous nos professeurs qui ont contribué à notre formation, ainsi qu'aux membres du comité d'évaluation qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Enfin, nous remercions nos familles et amis pour leur soutien et leurs encouragements.

DÉDICACES

Je dédie cet humble travail à :

À mon très cher Père

Tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es. Grâce à toi papa j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité.

À ma très chère mère

Affable, honorable: vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager

Que Dieu le tout-puissant vous protège et vous offre une bonne santé, une longue vie et le bonheur.

À mes frères et sœurs et leurs enfants qui étaient là, présents par leur soutien et leurs encouragements durant tous ce long chemin d'études.

A toute ma famille, mes tantes, mes oncles, mes cousines et mes cousins

A mes amies, je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs et des amies sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A mon binôme qui a été mon bras droit le long de ce travail, fière de partager avec toi cette réussite

Sommaire

Remerciement.....	i
Dédicaces.....	ii
Liste de figure.....	vii
Liste de tableau.....	x
Résumé	xiii
INTRODUCTION.....	1
Chapitre I Présentation et description de l'ouvrage	3
I.1 Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.3 Eléments constituant l'ouvrage	3
I.3.1 Planchers	3
I.3.2 Maçonnerie.....	3
I.3.3 Escaliers	3
I.3.4 L'acrotère	4
I.3.5 Terrasse	4
I.3.6 Balcons.....	4
I.3.7 Revêtement.....	4
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	4
I.4.1 Le béton.....	4
I.4.2 Les aciers.....	7
I.5 Hypothèse de calcul	10
I.6 Les combinaisons d'action.....	10
II.1 Introduction.....	13
II.2 Pré-dimensionnement des éléments.....	13
II.2.1 Les planchers	13
II.2.3 Descente de charges.....	16
II.3.2 Plancher étage courant.....	17
II.3.3 Plancher rez-de-chaussée ET R1	18
II.3.4 Récapitulatif de descente de charge pour tous les planchers	19
II.4 Pré dimensionnement des éléments porteurs	19
II.4.1 Pré dimensionnement des poutres.....	19
II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux.....	21
II.4.3 Les balcons	26
II.4.4 Les escaliers	29
Chapitre III	31

III.1 Introduction	32
III.2 Calcul de l'acrotère.....	32
III.2.2 Calcul des armatures à l'ELS	35
III.2.3 Conclusion de ferrailage.....	36
III.2.4 Vérifications	36
III.2.5 Force sismique.....	39
III.2.6 Calcul du balcon	40
III.2.7 Calcul des armatures a ELU	40
III.2.8 Vérifications	41
III.3 Calcul des planchers	43
III.3.1 Introduction	43
III.3.2 Plancher en dalle pleine.....	44
III.3.3 Calcul Des Sollicitations	45
III.4 Etude des escaliers.....	52
III.4.1 Calcul des sollicitations.....	52
III.4.2 Calcul des efforts internes	53
III.4.3 Calcul des efforts internes	54
III.5 Ferrailage.....	55
III.5.1 Calcul du ferrailage à L'ELU	55
III.5.2 Calcul des armatures.....	56
III.5.3 Vérification des espacements des barres	58
III.5.4 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis	58
III.5.5 Vérification de l'adhérence d'appui	58
III.5.6 Vérifications à ELS	59
III.5.7 Vérification de la flèche	60
III.5.8 Schéma de ferrailage	61
III.5.9 Poutre palière.....	62
Chapitre IV	69
IV.1 Introduction.....	70
IV.2 Etude au vent selon le règlement neige et vent (RNV 99).....	70
IV.2.1 Schématisation.....	70
IV.2.2 Facteurs de site	70
IV.2.3 Détermination du coefficient dynamique C_d	71
IV.2.4 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	71
IV.2.5 Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe}	73

IV.2.6	Détermination de la pression due au vent q_j	76
IV.2.7	Calcul des forces de frottement F_{fr}	85
IV.2.8	Force résultante.....	85
IV.3	Conclusion	91
Chapitre V	92
V.1	Objectif De L'étude Dynamique	93
V.2	Présentation du Logiciel de calcul etabs.....	93
V.3	Modélisation de la structure	93
V.3.1	Etapas de modélisation	94
V.3.2	Proposition de la structure	94
V.3.3	Caractéristiques géométriques de la structure	96
V.3.4	Calcul de la période fondamentale	96
	Nombre de modes à considérer	97
V.4	Etude de la structure mixte poteaux -voiles.....	97
V.4.1	Étude sismique.....	99
V.5	Etude de la structure entièrement voiles.....	111
Chapitre VI	112
VI.1	Introduction	113
VI.2	Ferraillage des poteaux.....	113
VI.3	Exemple de calcul	117
VI.4	Vérifications diverses.....	122
VI.5	Ferraillage des poutres	127
VI.6	Ferraillage des voiles.....	134
VI.7	Conclusion de ferraillage pour les voiles.....	142
Chapitre VII	145
VII.1	Introduction.....	146
VII.2	Choix de type de fondation.....	146
VII.3	Etude du radier	148
VII.3.1	Pré dimensionnement du radier	149
VII.3.2	Les vérifications nécessaires.....	151
VII.3.3	Caractéristique géométrique	153
VII.3.4	Evaluation et vérification des contraintes sous le radier.....	154
VII.3.5	Vérification de la stabilité au renversement.....	156
VII.3.6	Ferraillage du radier	158
VII.3.7	Méthode de calcul	158
VII.3.8	Evaluation des charges et surcharges.....	159

VII.3.9 Calcul des sollicitations	159
VII.4 Ferrailage du débord	164
VII.4.1 Ferrailage des poutres (nervures).....	167
VII.4.2 Vérification de l'effort tranchant : $T_U = 1889 \text{ KN}$	175
Conclusion générale	180

Liste de figure

Chapitre I

Figure I.1. Diagramme contrainte-déformations du béton à L'ELU.....	7
Figure I.2. Diagramme contrainte-déformations du béton à L'ELS	7
Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier en traction	8
Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de calcul	9

Chapitre II

Figure II.1 Dessin d'un plancher en corps creux.	13
Figure II.2 Dalle plein sur 4 appuis.....	15
Figure II.4 Coupe de voile en élévation	28
Figure II.5 Coupe de voile en plan.....	28
Figure II.6 Dimension de l'escalier.....	29

Chapitre III

Figure III.1 Schéma de l'acrotère.....	32
Figure III.2 Schéma des dimensions pour ferrailage d'acrotère	33
Figure III.3 Schéma du ferrailage de l'acrotère	39
Figure III.4 Schéma dimension pour le ferrailage du balcon.....	40
Figure III.5 Schéma du balcon	40
Figure III.6 Schéma du ferrailage de balcon.....	43
Figure III.7 Schéma de la dalle pleine.....	44
Figure III.8 Plan De Ferrailage du voile.	51
Figure III.9 Schéma statique de l'escalier (ELU).	52
Figure III.10 Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier (ELU).	53
Figure III.11 Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).....	53
Figure III.12 Schéma statique de l'escalier (ELS).	54
Figure III.13 Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier à ELS.....	54
Figure III.14 Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.	55
Figure III.15 La section du calcul de l'escalier.	55
Figure III.16 Schéma du ferrailage de l'escalier.....	61
Figure III.17 Diagrammes de moment isostatique à l'ELU.	63
Figure III.18 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.	63
Figure III.19 Diagramme de moments isostatique à L'ELS.	64
Figure III.20 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.	64

Figure III.21 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	68
Chapitre IV	
Figure IV. 1 Schématisation de l'action de vent	70
Chapitre V	
Figure V.1 Modélisation de la structure entièrement voiles (Vue en 3D)	95
Figure V.2 Spectre de réponse (structure mixte).....	102
Figure V.3 Schéma isostatique des moments.....	110
Chapitre VI	
Figure VI.1 Zone nodale	117
Figure VI.2 Schéma de ferrailage des poteaux	126
Figure VI.3 Schéma de ferrailage des poutres principales.....	134
Figure VI.4 Disposition des armatures verticales dans le voile.	135
Figure VI.5 Diagramme des contraintes	137
Figure VI.6 Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	141
Figure VI.7 Schéma de ferrailage des voiles de 8 m.....	144
Figure VI.8 Schéma de ferrailage des voiles de 6 m.....	144
Chapitre VII	
Figure VII.1 Schéma d'un radier.....	150
Figure VII.2 Schéma de transmission des charges du poteau.....	152
Figure VII.3 Schéma de transmission des charges du voile.....	153
Figure VII.4 Surface du radier	154
Figure VII.5 Diagramme des contraintes	154
Figure VII.6 Le panneau le plus sollicité	159
Figure VII.7 Schéma statique du débord.....	164
Figure VII.8 Schémas de ferrailage	166
Figure VII.9 Schéma statique du panneau	167
Figure VII.10 Schéma de la base de la structure.....	168
Figure VII.11 Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens x-x	169
Figure VII.12 diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens y-y.....	170
Figure VII.13 Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens x-x.....	172
Figure VII.14 Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens y-y.....	173
Figure VII.15 Section de la nervure	174

Figure VII.16 Répartition armatures dans les nervures.....	177
Figure VII.17 Schéma de ferrailage des nervures sens x-x.....	178
Figure VII.18 Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.....	178

Liste de tableau

Chapitre I

Tableau I.1. Caractéristiques des aciers utilisés	8
---------------------------------------------------------	---

Chapitre II

Tableau II.1 L'longueur maximale de deux sens et L'épaisseur de corps creux.....	14
Tableau II.2 Evaluation des charges et sur charges du plancher terrasse accessible.	16
Tableau II.3 Evaluation des charges et surcharge du plancher étage courant.....	17
Tableau II.4 Evaluation des charges et surcharges de plancher RDC.....	18
Tableau II.5 Récapitulatif de descente de charge pour tous les planchers	19
Tableau II.6 Descente de charge	23
Tableau II.7 Démontions des poteaux.....	25
Tableau II.8 Récapitulatif de descente de charge pour le balcon.....	27
Tableau II.9 Récapitulatif de descente de charge pour le Palier	30
Tableau II.10 Récapitulatif de descente de charge pour les paillasse.....	30

Chapitre III

Tableau III.1 Les caractéristiques et les dimensionnements de l'acrotère	33
Tableau III.2 Calcul des coefficients.....	45
Tableau III.3 Calcul des moments en travée et sur appui dans les deux directions	46
Tableau III.4 Moments retenus en travée et sur appui	47
Tableau III.5 Calcul des efforts tranchants	47
Tableau III.6 Tableau de calcul des armatures longitudinales	48
Tableau III.7 Combinaison des charges de l'escalier.....	52
Tableau III.8 Les données a utilisé.....	56
Tableau III.9 Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.	59
Tableau III.10 Les armatures de l'escalier obtenu.	60
Tableau III.11 Vérification de la flèche de l'escalier.....	61

Chapitre IV

Tableau IV.1 Données relatives au site	70
Tableau IV.2 Valeurs des pressions dynamiques.....	72
Tableau IV.3 Valeurs des pressions extérieures pour un Parois verticales.....	73
Tableau IV.4 Valeurs des pressions extérieures pour un Parois verticales.....	73
Tableau IV.5 Valeurs des pressions extérieures pour un Parois verticales.....	74
Tableau IV.6 Valeurs des pressions extérieures pour un Parois verticales.....	74

Tableau IV.7 Valeurs des pressions due au vent pour des parois verticales	77
Tableau IV.8 Valeurs des pressions due au vent pour des parois verticales	80
Tableau IV.9 Valeurs des pressions due au vent pour une toiture plate	85
Tableau IV.10 Valeurs de la force résultante pour des parois verticales	86
Tableau IV.11 Valeurs des forces résultantes pour des parois verticales	88
Tableau IV.12 Valeurs de la force résultante pour une toiture plate.....	90
Tableau IV.13 Valeurs de la force résultante pour une toiture plate.....	90
Tableau IV.14 Action du vent suivant (X) et (Y)	91
Tableau IV.15 Action du vent suivant (Z)	91

Chapitre V

Tableau V.1 Caractéristique massique de la structure mixte poteaux voiles	97
Tableau V.2 Caractéristique dynamique de la structure mixte poteaux voiles	98
Tableau V.3 L'effort tranchant à la base sens (x-x).....	102
Tableau V.4 L'effort tranchant à la base sens (y-y).....	103
Tableau V.5 Réponses modales	104
Tableau V.7 Les résultats des déplacements inter-étage.....	108
Tableau V.6 Vérification de la résultante des efforts tranchants a la base.....	107
Tableau V.8 Vérification de l'effet P- Δ	109
Tableau V.9 vérification d'équilibre d'ensemble.....	110
Tableau V.10 Vérification de l'effort normal réduit.....	111

Chapitre VI

Tableau VI.1 Ferrailage des poteaux sous combinaisons durable	116
Tableau VI.2 Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux	119
Tableau VI.3 Ferrailage transversal adopté pour les poteaux	122
Tableau VI.4 Vérification des contraintes à l'ELS	124
Tableau VI.5 Ferrailage poutres principales	130
Tableau VI.6 Vérification des poutres principales à l'ELS	133
Tableau VI.7 Sollicitations et contraintes de 8 m.....	142
Tableau VI. 8 Sollicitations et contraintes de 6 m.....	142
Tableau VI.9 Sollicitations et contraintes de 4 m.....	143

Chapitre VII

Tableau VII.1 Vérification des contraintes	155
--------------------------------------------------	-----

Tableau VII.2 Vérification au renversement set soulèvement	157
Tableau VII.3 Vérification de soulèvement selon RPA	157
Tableau VII.4 Le ferrailage de radier l'ELU	161
Tableau VII.5 vérification des contraintes	162
Tableau VII.6 Redimensionnement des armatures du radier	162
Tableau VII.7 Vérification des moments du sens x-x	163
Tableau VII.8 Vérification des moments du sens y-y	163
Tableau VII.9 Vérification des contraintes	166
Tableau VII.10 Expression de P_M	167
Tableau VII.11 Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens x-x	168
Tableau VII.12 Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens y-y	169
Tableau VII.13 Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU	170
Tableau VII.14 Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens x-x	171
Tableau VII.15 Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens y-y	171
Tableau VII. 16 Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELS	173
Tableau VII.17 Calcule de ferrailage à L'ELU	174
Tableau VII.18 Vérification des contraintes à L'ELS	175
Tableau VII.19 Redimensionnement des armatures des nervures	176

Résume

قمنا بدراسة تتمحور على ضمان استقرار المباني الشاهقة بحيث هذه الأخيرة تخضع لقوة الرياح والزلازل وفي بداية عملنا قمنا بحساب خصائص الحديد المستعمل والخرسانة المستعملة وبعدها حسبنا الأبعاد لكل من الأعضاء الأساسية والثانوية، وقمنا بدراسة تأثير كل من الرياح والزلازل والمقارنة بينهما والتطرق للأكثر تأثيرا واستخدام النتائج في حساب التسليح الخاص لضمان استقرار المبنى

Nous avons mené une étude visant à assurer la stabilité des immeubles de grande hauteur afin que ces derniers soient soumis à la force du vent et des tremblements de terre. Au début de nos travaux, nous avons calculé les propriétés du fer et du béton usagés, puis nous avons calculé les dimensions pour chacun des membres primaires et secondaires Armement spécial pour assurer la stabilité du bâtiment

We conducted a study focused on ensuring the stability of high-rise buildings so that the latter are subject to the force of wind and earthquake. At the beginning of our work, we calculated the properties of used iron and used concrete, and then calculated the dimensions for each of the primary and secondary members. Special armament to ensure the stability of the building



Introduction générale

INTRODUCTION

Après que la population a augmenté dans le monde et que les zones agricoles ont diminué, l'expansion horizontale n'était plus possible dans le logement et la transition vers l'expansion verticale a commencé, ce qui permet à la zone elle-même d'accueillir un plus grand nombre de personnes.

C'est considéré Un immeuble de grande hauteur est un bâtiment avec une petite empreinte, une petite surface de toit et des façades massives, car les immeubles de grande hauteur ont la capacité d'atténuer l'étalement urbain et peuvent également faire face aux problèmes de forte densité et de manque de terrains disponibles pour le développement.

L'approche de la construction d'immeubles de grande hauteur est difficile et nécessite donc la prise en compte de facteurs critique dans les conceptions architecturales et structurelles.

De plus, les immeubles de grande hauteur sont affectés par plusieurs facteurs, notamment les tremblements de terre et le vent

Tandis que Les tremblements de terre sont le phénomène naturel le plus dangereux qui cause de grands dommages aux structures. On dit que deux sources de défauts qui mettraient les structures en grand danger ignorent la manière dont les tremblements de terre affectent les bâtiments et les mauvaises pratiques de construction. C'est pourquoi une bonne compréhension des effets sismiques sur une structure est si importante, et nous, en tant qu'ingénieurs civils, devons tenir compte de l'effet des forces sismiques sur les bâtiments afin de pouvoir mettre en place des mesures préventives contre les défaillances et les effondrements.

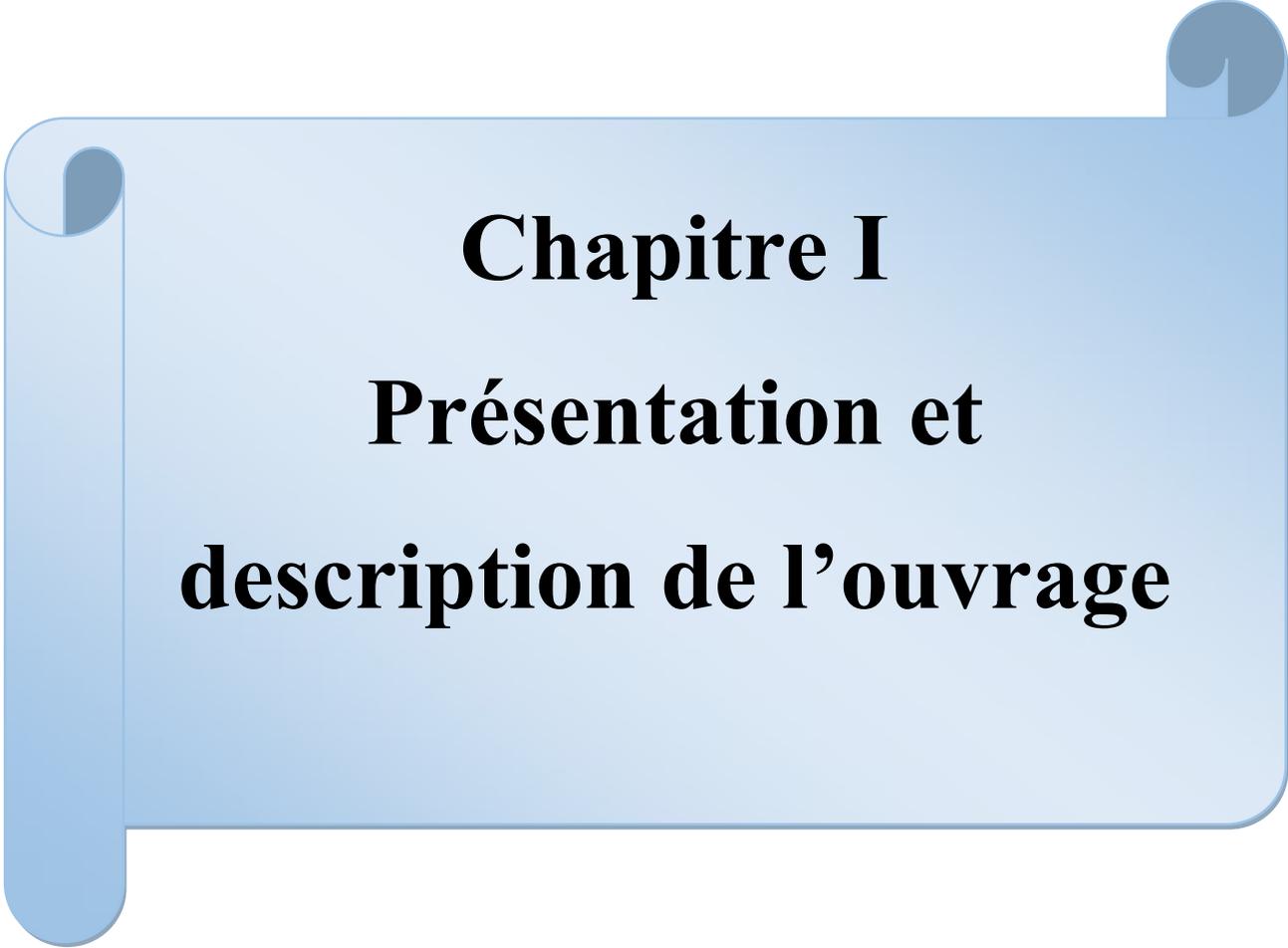
Et pour le vent La force du vent affecte les immeubles de grande hauteur de plus de 6 étages ou les abris de mosquées, réservoirs de grande hauteur et autres immeubles de grande hauteur car il ajoute une charge supplémentaire (moment) sur les colonnes et les fondations pour augmenter les contraintes de conception de la structure et autres éléments et la profondeur des fondations sous le sol. Par conséquent, la résistance au vent et aux tremblements de terre doit être prise en compte lors de la conception

Lorsque le vent est rapide et que le bâtiment est haut, l'architecte est tenu d'utiliser des matériaux plus légers comme le métal et de choisir une conception du bâtiment qui facilite le passage du vent

Et nous avons étudié un immeuble de grande hauteur de 20 étages dans cette note de fin d'études et nous avons abordé les éléments suivants :

- ✓ Présentation et description de l'ouvrage dans le premier chapitre
- ✓ Pré-dimensionnement des éléments dans le deuxième chapitre
- ✓ Ferrailage des éléments secondaires dans le troisième chapitre
- ✓ Etude au vent dans le quatrième chapitre
- ✓ L'étude dynamique et sismique dans le cinquième chapitre
- ✓ Ferrailage des éléments principaux dans sixième le chapitre
- ✓ Etude infrastructure dans le dernier chapitre

Et dans la bonté nous discutons de certaines solutions celles sont dans les bâtiments a isolation primaire, la réponse du bâtiment est modifiée de manière à ce que le sol en dessous puisse se déplacer sans communiquer aucun mouvement ou un minimum de mouvement à la structure au-dessus. Par conséquent, une isolation de base pour les bâtiments de grande hauteur a été adoptée. Les charges de vent sont généralement le facteur déterminant pour la conception structurelle dans le cas de bâtiments de grande hauteur. La forme du bâtiment joue un rôle essentiel dans la réduction des forces du vent. Ainsi, il est préférable d'utiliser des bâtiments carrés avec des coins arrondis, chanfreinés ou semi-circulaires et carrés.



Chapitre I
Présentation et
description de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation en RDC+ 20 étages classé en groupe d'usage 1 selon le R.P.A 99 / 2003. Il est implanté à Boumerdès, qui est considérée comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En se basant sur les plans d'architecture et les coupes verticales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

I.2.1 Dimensions en élévation

- Hauteur du RDC ----- 3.06 m
- Hauteur étage courant ----- 3.06 m
- Hauteur totale y compris l'acrotère ----- 65.06 m

I.2.2 Dimensions en plan

- Longueur en plan ----- 31 m
- Largeur en plan ----- 12 m
- Longueur du balcon ----- 1.5 m

La construction de ce bâtiment est soumise à des exigences de sécurité, confort, esthétique et économiques.

I.3 Eléments constituant l'ouvrage

I.3.1 Planchers

Les planchers de tous les niveaux seront des dalles planes qui reposent sur appuis et poutres dans les deux directions

- Avantages :
 - ✓ Facile à calculer et à mettre en œuvre
 - ✓ Peu déformable
 - ✓ Grandes portées
- Inconvénients :
 - ✓ Retombées dans les deux directions
 - ✓ Préfabrication difficile

I.3.2 Maçonnerie

- ✓ Murs extérieurs (remplissage) : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses séparée par une lame d'air
- ✓ Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses

I.3.3 Escaliers

Le bâtiment présente un seul type d'escalier à deux volées et un palier de repos.

Les escaliers sont coulés sur place.

I.3.4 L'acrotère

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 80 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5 Terrasse

La terrasse du bâtiment est accessible.

I.3.6 Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

I.3.7 Revêtement

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs
- Lit de sable
- Enduit en ciment

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

I.4.1 Le béton

a) Définition

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants", en considère une masse volumique de **2500Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

b) Composition du béton : Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- ✓ 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- ✓ 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- ✓ 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.

c) Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93Art A-2-1-1) :

Pour $j < 28$, f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si } : f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si } : f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{cases}$$

Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$

d) Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

e) Déformation du béton :

✓ Module d'élasticité longitudinal :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

Le module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{MPa}$$

Le module de déformation différée

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où } E_{v28} = 10721,4 \text{MPa}$$

✓ Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de Poisson

✓ Coefficient de Poisson

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

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

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \begin{cases} \nu = 0 & \text{si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{cases}$$

f) Contraintes limites

✓ Contrainte limite à la compression

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.3})$$

Sachant que : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

- $\theta =$ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient : $f_{bu} = 14.2\text{ MPa en S.D.T}$
 $f_{bu} = 21,74\text{ MPa S.A}$

- ✓ **Contrainte limite de cisaillement** (Art 7-4.3. 1 BAEL91)

Pour la fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5\text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33\text{MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4\text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26\text{MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- ✓ **Contraintes de service à la compression** : (BAEL91)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60. f_{c28} = 15\text{MPa}$$

g) Diagramme contraintes défor

mations : (A.4.3.4.1CBA93)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- ✓ **L'état limite ultime**

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

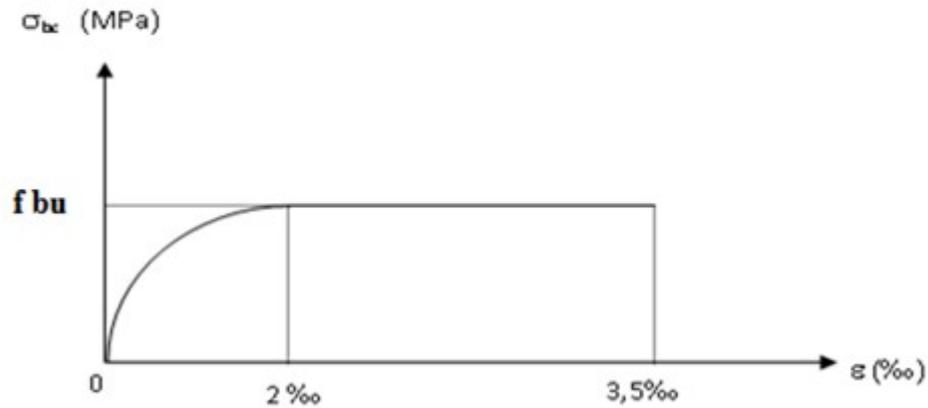


Figure I.1. Diagramme contrainte-déformations du béton à L'ELU
L'état limite de service

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

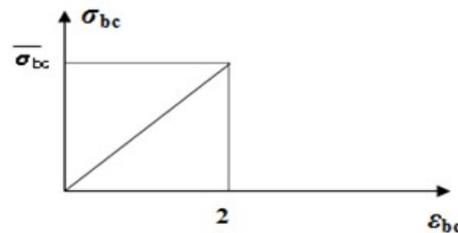


Figure I.2. Diagramme contrainte-déformations du béton à L'ELS

I.4.2 Les aciers

a) Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers rond lisse(RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✓ Aciers de haute adhérence(HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

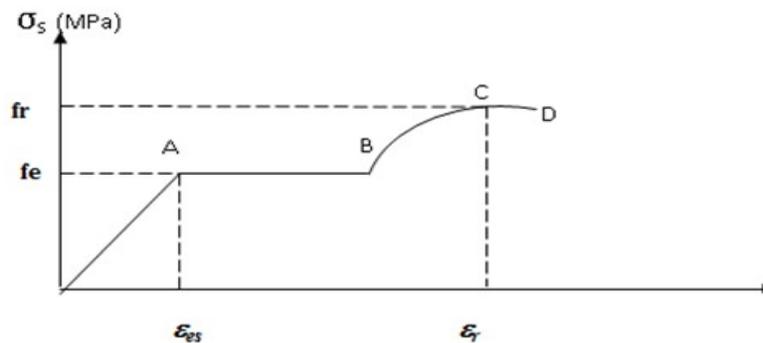
Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa.

b) Caractéristiques des aciers utilisés**Tableau I.1.** Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $[\psi]$
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé Fe400 ($\Phi < 6$)	T S	400	480	1,6	1.5

c) Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

**Figure I.3.** Diagramme contrainte déformation de l'acier en traction

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit:

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

d) Diagramme contraintes déformations de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

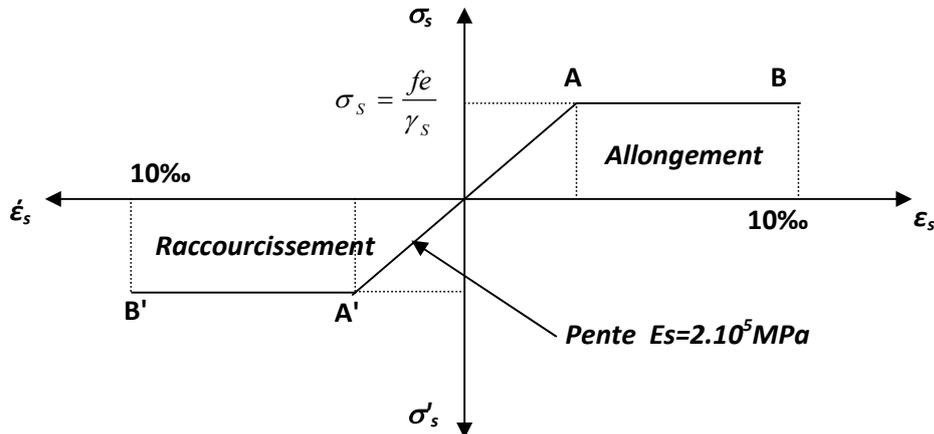


Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de calcul

✓ Etat Limite d'élasticité à L'ELU

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

E_s : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité.

Sachant que : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

Pour notre cas : $\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{en S.D} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$

Etat limite de service

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

e) **Fissuration peu nuisible** : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

f) **Fissuration préjudiciable** : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 202 \text{ MPa}$

g) **Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 164.97 \text{ MPa}$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

h) Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓ $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ✓ $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.5 Hypothèse de calcul

À l'E.L.U

- ✓ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance de traction de béton est négligée.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à :

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

À l'E.L.S

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

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

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

I.6 Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représente une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

✓ **Combinaison de RPA99 /V2003**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

✓ **Combinaison du BAEL 91**

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le but pré-dimensionnement est de définir les dimensions de différents éléments de la structure.

Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version2003**, **CBA93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1 Les planchers

a) Introduction

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir de cette condition ci-après :

b) Pré dimensionnement du plancher à corps creux

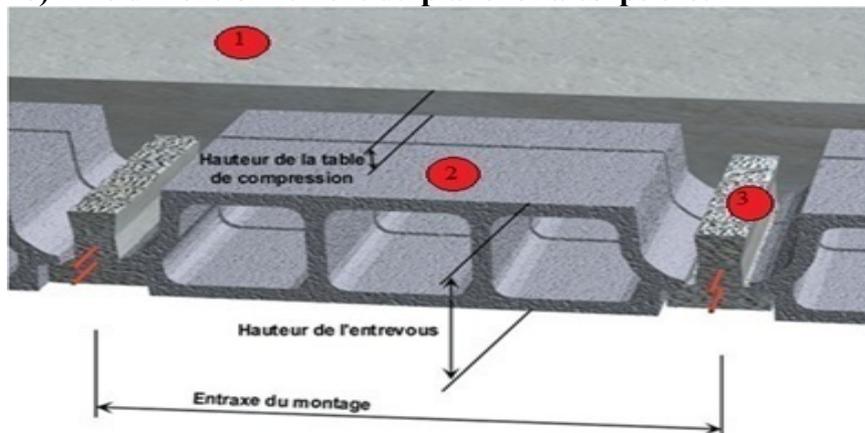


Figure II.1 Dessin d'un plancher en corps creux.

- 1 : Dalle de compression
- 2: Corps creux
- 3: Poutrelle

Les dimensions de ce plancher doivent respecter la condition suivant

- **Condition de résistance à la flexion (B.6.8.424 /CBA 93)**

$$e \geq \frac{\min(l_{x \max}, l_{y \max})}{22,5}$$

Avec

$L_{x \max}$: distance maximale entre nus d'appuis, suivant l'axe OX.

$L_{y \max}$: distance maximale entre nus d'appuis, suivant l'axe OY.

Dans notre cas : $L_{y \max} \leq L_{x \max}$.

Tableau II.1 L'longueur maximale de deux sens et L'épaisseur de corps creux

L_x	L_y	e (cm)	H_{adp} (cm)
7	8	35.55	32(16+16)

- **Évaluation de l'épaisseur du plancher** L'épaisseur de plancher est déterminée a partir de la condition de rigidité selon BAEL91 (Article B.6.8.424) comme suit :

$$h_t \geq 22.5 L$$

Avec :

ht: Épaisseur de plancher.

L : la plus grand porté dans le sens considéré.

Nous avons $L_y=8$ cm et $L_x=7$ cm.

$$ht \geq \frac{L}{22.5} = \frac{8}{22.5} = 35.55 \text{ cm}$$

Puisque on a trouvé une épaisseur de plancher à corps creux énorme (supérieur a 25 cm) et vu qu'en Algérie nous n'avons as d'épaisseur de corps creux supérieur à 20 cm, on a choisi d'adopter pour toute la structure un plancher de type dalle pleine.

c) Planchers à dalle pleine

Le dimensionnement des dalles pleines doit satisfaire au règlement imposé par le R.P.A 99 version 2003 où on doit respecter les conditions suivantes :

1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

- d'isolation acoustique : ≥ 16 cm

- de rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;

- de sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu

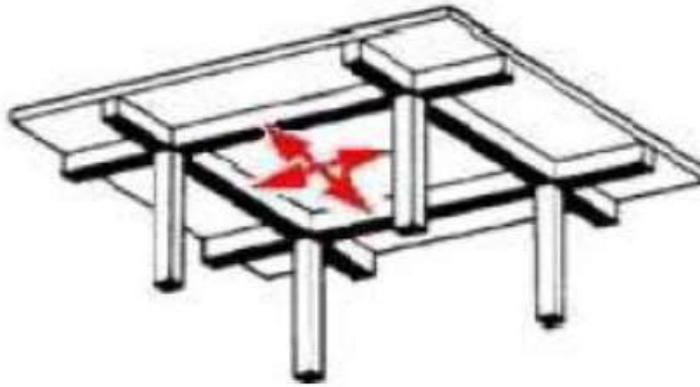


Figure II.2 Dalle plein sur 4 appuis

- **Condition de résistance à la flexion**

Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (dalle travail dans un seul sens [L_x])

$$\rho = \left(\frac{L_x}{L_y} \right) < 0.4 \rightarrow e = \left[\frac{L_x}{35} \sim \frac{L_y}{30} \right]$$

Cas d'une dalle pleine reposant sur quatre appuis (la dalle travail dans les deux sens [L_x, L_y])

$$0,4 \leq \rho = \left(\frac{L_x}{L_y} \right) \leq 1 \rightarrow e = \left(\frac{L_x}{50} \sim \frac{L_y}{40} \right)$$

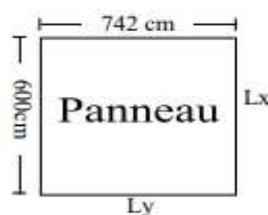
Avec :

* L_x, L_y : respectivement, la petite et la grande dimension du plus grand panneau de la dalle ($L_x \leq L_y$)

$$* \rho = \left(\frac{L_x}{L_y} \right) \leq 1$$

- Pour notre cas on a un panneau reposant sur quatre appuis (dalles travaillant dans les deux sens (L_x et L_y)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{7}{8} = 0,875 \geq 0,4$$



$$\text{Donc : } \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow 14\text{cm} \leq e \leq 17.5 \text{ cm.}$$

Donc $e = 16\text{cm}$.

- **Condition de sécurité vis-à-vis d'incendie**

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

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. $\Rightarrow e = 17.5 \text{ cm}$.

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique**

Selon **BAEL 91** L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique

$$\rho_b \cdot e_p = 3.5 \text{KN} / \text{m}^2 = (\text{Bruit aérien})$$

$$\rho_b \cdot e_p = 4 \text{KN} / \text{m}^2 = (\text{Bruit impact}) \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

$$e_p = 350/2500 = 14 \text{ cm.}$$

$$e = \max (15, 17.5, 14) = 17.5\text{cm.}$$

On prend alors l'épaisseur de la dalle pleine égale à 20 cm.

II.1.3 Descente de charges Plancher terrasse accessible

Tableau II.2 Evaluation des charges et sur charges du plancher terrasse accessible.

Les éléments du plancher	Epaisseur	Poids volumique KN/m ³	Poids surfacique KN/m ²
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.2	25	5
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
cloisons	0	0	1
			7.56

La charge permanente total est : $G = 7.56 \text{ KN/m}^2$

- **Remarque**

La charge propre du béton armé (dalle pleine) est prise en compte dans le logiciel de calcul donc on prend $G = 2.56 \text{ KN/m}^2$ lors de l'application des charges sur ETABS.

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

- ❖ **Combinaison fondamentales**

- **ELUR :**

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 7.56) + (1.5 \times 1.5) = 12.45 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = (7.56 + 1.5) = 9.06 \text{ KN/m}^2$$

II.3.2 Plancher étage courant

Tableau II.3 Evaluation des charges et surcharge du plancher étage courant

Les éléments du plancher	Epaisseur	Poids volumique KN/m^3	Poids surfacique KN/m^2
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
cloisons	0	0	1
			7.4

La charge permanente totale : $G = 7.40 \text{ KN/m}^2$

Remarque

La charge propre du béton armé (dalle pleine) est prise en compte dans le logiciel de calcul donc on prend $G = 2.40 \text{ KN/m}^2$ lors de l'application des charges sur ETAPSE.

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

❖ Combinaison fondamentales

➤ ELUR :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 7.4) + (1.5 \times 1.5) = 12.24 \text{ KN/m}^2$$

➤ ELS :

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = (7.4 + 1.5) = 8.90 \text{ KN/m}^2$$

II.3.3 Plancher rez-de-chaussée ET R1**Tableau II.4** Evaluation des charges et surcharges de plancher RDC

Les éléments du plancher	Epaisseur	Poids volumique KN/m^3	Poids surfacique KN/m^2
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.02	16	0.2
Cloisons en brique creuses + enduit de ciment	0.14	11.5	1.62
			8.02

La charge permanente totale : $G = 8.02 \text{ KN/m}^2$

Remarque

La charge propre du béton armé (dalle pleine) est prise en compte dans le logiciel de calcul donc on prend $G = 3.02 \text{ KN/m}^2$ lors de l'application des charges sur ETABS.

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

❖ Combinaison fondamentales

➤ ELUR :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 8.02) + (1.5 \times 2.5) = 14.577 \text{ KN/m}^2$$

➤ ELS :

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = (8.02 + 2.5) = 10.52 \text{ KN/m}^2$$

II.3.4 Récapitulatif de descente de charge pour tous les planchers**Tableau II.5** Récapitulatif de descente de charge pour tous les planchers

Plancher	GC (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELUR (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Terrasse accessible	7.56	1.5	12.45	9.06
Etage courant	7.4	1.5	12.24	8.90
R1 + R.D.C.	8.62	2.5	14.577	10.52

II.4 Pré dimensionnement des éléments porteurs**II.4.1 Pré dimensionnement des poutres**

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes

- ♣ Critère de rigidité.
- ♣ Critère de résistance
- ♣ Condition du R.P.A 99.

❖ **Pré dimensionnement des poutres principal**

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99/version2003**.

Critère de rigidité

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 h \leq b \leq 0.8 h \end{array} \right.$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre secondaire

$$\text{Pour } L = 650 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 43.33 \leq h \leq 65 \rightarrow h = 50 \text{ cm} . \\ 20 \leq b \leq 41.6 \rightarrow b = 35 \text{ cm} . \end{array} \right.$$

Condition de résistance

$$h/L \geq 1/16$$

$$50/742 \geq 1/16$$

$$0.06 \geq 1/16 \quad \text{condition vérifié.}$$

Condition du R.P.A 99

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

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

$$(h/b) \leq 4$$

50cm > 30cm donc la 1ere condition est vérifié

35cm > 20cm donc la 2ème condition est vérifié.

50/35=1.41 > 4 donc la 3ème condition est vérifié.

Donc la section adoptée pour les poutres périphériques est $[35 * 50] \text{ cm}^2$

- **Poutre secondaire**

_Critère de rigidité

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 h \leq b \leq 0.8 h \end{array} \right.$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

$$\text{Pour } L = 650\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} 43.33 \leq h \leq 65 \rightarrow h = 50 \text{ cm} . \\ 20 \leq b \leq 41.6 \rightarrow b = 35 \text{ cm} . \end{cases}$$

Condition de résistance

$$h/L \geq 1/16$$

$$50/742 \geq 1/16$$

$$0.06 \geq 1/16$$

condition vérifié.

Condition du R.P.A 99

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

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

$$(h/b) \leq 4$$

50cm > 30cm donc la 1ere condition est vérifié

35cm > 20cm donc la 2ème condition est vérifié.

50/35=1.41 > 4 donc la 3ème condition est vérifié.

Donc la section adoptée pour les poutres périphériques est [35 *50] cm^2

II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux

Un poteau est un élément vertical soumis à la flexion composé dont la fonction principale est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations. Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau. Dans notre structure on a un poteau et un raidisseur au niveau sous sol et RDC.

-Les dimensions de section transversale, les poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

a. condition de résistance.

b. condition de stabilité.

c. condition imposée par le RPA99.

La section afférente : $S_{uff} = 6 \times 6$

$$S_{uff} = 36 \text{ m}^2$$

a. condition de résistance

On sait que :

$$\beta_r \geq \frac{N_u}{\left[\alpha \cdot \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{Br_s} \right) \right]} \dots\dots\dots (*)$$

D'après BAEL 91 on prend $\frac{A_s}{Br} = 1\% = 0.01$

Avec :

Br : Section nette du béton ; [Br = (a-0,02) (b -0,02) m²]

As: section des armatures. As=1% section de béton.

b γ_b = coefficient de sécurité (béton) =1.5.

s γ_s = coefficient de sécurité (acier) =1.15.

$f_e = 500$ Mpa

$f_{c28} = 30$ Mpa.

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

Nu : effort normal ultime.

$N_u = 1,5N_q + 1,35N_g$

Ng : Effort normal du aux charges permanentes.

Nq : Effort normal du aux charges d'exploitations.

α : coefficient qui dépend de l'élanement des poteaux.

$\alpha = 0.85 / (1 + 0,2(\lambda / 35)^2)$ avec $\lambda \leq 35$

Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$.

$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 435$ MPa : Résistance de calcul des aciers à L'ELU.

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$Br \geq 0.55 N_u$$

$$N_u = (1,35G + 1,5P) \times S_{aff} + 1,35(G_{pp} + G_{ps}) n$$

$$G_{pp} = \gamma_b \cdot b \cdot h \cdot L_{aff}$$

Avec:

G_{pp} : Poids propre de la poutre principale.

b : Largeur de la poutre périphérique.

h : Hauteur de la poutre périphérique.

γ_b : Poids volumique du béton.

L : largeur afférent.

$$G_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,5 \times 6 = 26.25 \text{ KN}$$

$$G_{pN} = \gamma_b \cdot b \cdot h \cdot L_{aff}$$

Avec :

G_{pN} : Poids propre de la poutre secondaire.

b : Largeur de la poutre *secondaire*.

h : Hauteur de la poutre *secondaire*.

$$G_{pN} = 25 \times 0,2 \times 0,5 \times 6 = 15 \text{ KN}$$

Donc :

Descente de charge

Tableau II.6 Descente de charge

Niveau x	Elément	G (KN)	Q (KN)	NU (KN)	NU (cum)
20-20	Plancher terrasse accessible	7.56	1.5	$1.35 \times 7.56 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =504.105	504.105
19-19	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	1000.432
18-18	Plancher étage	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$	1496.759

	courant			=496.327	
17-17	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	1993.086
16-16	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	2489.413
15-15	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	2985.74
14-14	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	3482.067
13-13	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	3978.394
12-12	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	4474.721
11-11	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	4971.048
10-10	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	5467.375
9-9	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	5963.702
8-8	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	6460.029
7-7	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	6956.356
6-6	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	7452.683

5-5	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	7949.01
4-4	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	8445.337
3-3	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	8941.664
2-2	Plancher étage courant	7.4	1.5	$1.35 \times 7.4 \times 36 + 1.5 \times 1.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =496.327	9437.991
1-1	Plancher étage courant	8.62	1.5	$1.35 \times 8.62 \times 36 + 1.5 \times 2.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35$ =609.619	10047.61
RDC	Plancher rez-de-chaussée	8.62	1.5	$1.35 \times 8.62 \times 36 + 1.5 \times 2.5 \times 36 + 15 \times 1.35 + 26.25 \times 1.35 = 609.619$	10657.229

❖ Démontions des poteaux

Tableau II.7 Démontions des poteaux

Etage	Nu	Br	a×b	$a \times b_{seton RPA}$	$a \times b_{c oix}$
20	504.24	277.332	30×30	30×30	30×30
19	1000.432	550.237	35×35	30×30	35×35
18	1496.759	823.217	35×35	30×30	35×35
17	1993.086	1096.197	40×40	35×35	40×40
16	2489.413	1369.177	40×40	35×35	40×40
15	2985.74	1642.157	45×45	35×35	45×45
14	3481.977	1915.087	45×45	40×40	45×45
13	3978.304	2188.067	50×50	40×40	50×50
12	4474.541	2460.997	50×50	40×40	50×50
11	4970.868	2733.977	55×55	45×45	55×55
10	5467.105	3006.907	55×55	45×45	55×55

9	5963.342	3279.838	60×60	45×45	60×60
8	6459.579	3552.768	60×60	50×50	60×60
7	6955.816	3825.698	65×65	50×50	65×65
6	7452.053	4098.629	65×65	50×50	65×65
5	7948.29	4371.559	70×70	55×55	70×70
4	8444.527	4644.489	70×70	55×55	70×70
3	8940.764	4917.42	75×75	55×55	75×75
2	9437.001	5190.35	75×75	60×60	75×75
1	10047.61	5463.28	80×80	60×60	80×80
RDC	10657.229	5768.871	80×80	60×60	80×80

➤ Vérification des poteaux aux exigences de l'RPA 99

L'article 7.4.1 de RPA99 n'exige que les dimensions de la section transversale des poteaux

Doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b, h)} \geq 30$$

$$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b / h \leq 4$$

Application : Pour le poteau (80 × 80)

$$\text{Min (80 x 80)} \geq 60$$

$$\text{Min (80 x 80)} \geq h_e/20 = 20$$

$$1/4 \leq b/h = 0.77 \leq 4$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15 \times B} \leq 0,6 \cdot f_{c,28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Balcon

II.4.3 Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L : \text{ largeur de balcon.}$$

$$e \geq 150 / 10 = 15 \text{ cm}$$

On prend $e=20$ cm.

Tableau II.8 Récapitulatif de descente de charge pour le balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Couche de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armé	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0.2
G_T			5.3

Surcharges d'exploitations

- 1-Plancher terrasse (inaccessible)..... $Q_t = 1,00 \text{KN/m}^2$.
- 2-Plancher courant (usage d'habitation)..... $Q_t = 1,50 \text{KN/m}^2$.
- 3-Escalier (usage d'habitation)..... $Q_t = 2,50 \text{KN/m}^2$.
- 4-Balcon..... $Q_t = 3,50 \text{KN/m}^2$.

Pré Dimensionnement des voiles

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**.

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

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

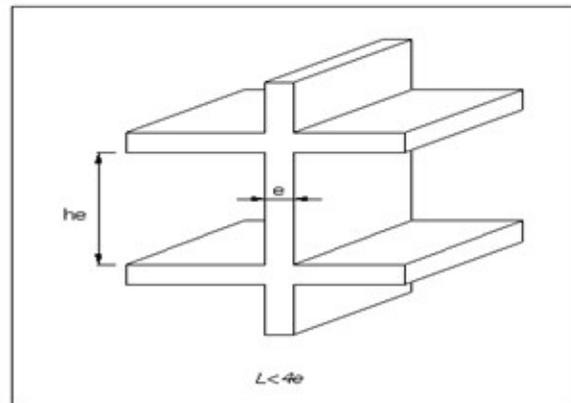


Figure II.3 Coupe de voile en élévation

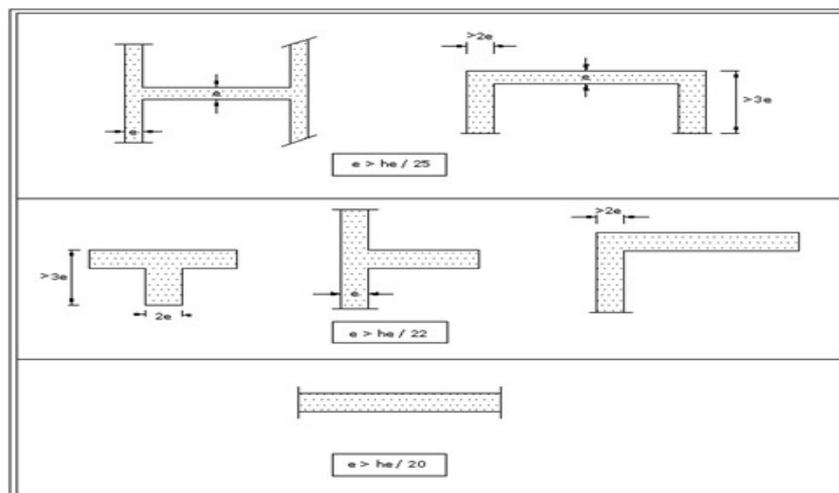


Figure II.4 Coupe de voile en plan

$$e \geq \max (he/25, he/22, he/20).$$

$$e \geq \max (10.8, 12.27, 13.5).$$

On prend: $e = 20 \text{ cm}$.

II.4.4 Les escaliers

Type : Escaliers à deux volées droits avec palier intermédiaire pour le minaret

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un tout les niveaux à un autre.

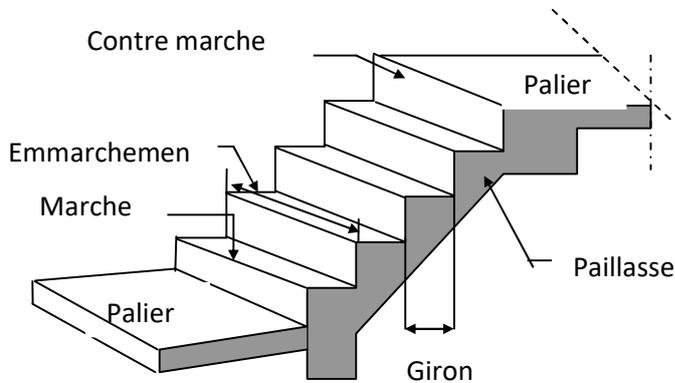


Figure II.5 Dimension de l'escalier

e_p : épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contre marche

L : la longueur de la paillasse pocheée et égale à 240 cm

n : nombre de contre marche

La longueur de la marche et la Hauteur du contre marche doivent vérifier la condition de « BLONDEL »

$$59 < (g+2h) < 66$$

$$\text{Prenons : } \begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

$59 \text{ cm} \leq g + 2.h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$; La formule de « BLONDEL » est vérifiée.

$$\begin{cases} n.h = H \\ (n-1)g = L \end{cases} \quad \begin{cases} n = 9 \text{ contre marche} \\ n-1 = 8 \text{ marche} \end{cases}$$

Epaisseur de la paillasse

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle

$$\text{que : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{Où : } \text{tg } \alpha = H/L \rightarrow \text{tg } \alpha = 1.53/2.4 \rightarrow \alpha = 32.52$$

$$L_p = \frac{1.53}{\sin \alpha} = 2.85 \text{ m}$$

Donc : $9.5 \leq e_p \leq 15.25$

On adopte : $e_p = 15\text{cm}$

Palier

Tableau II.9 Récapitulatif de descente de charge pour le Palier

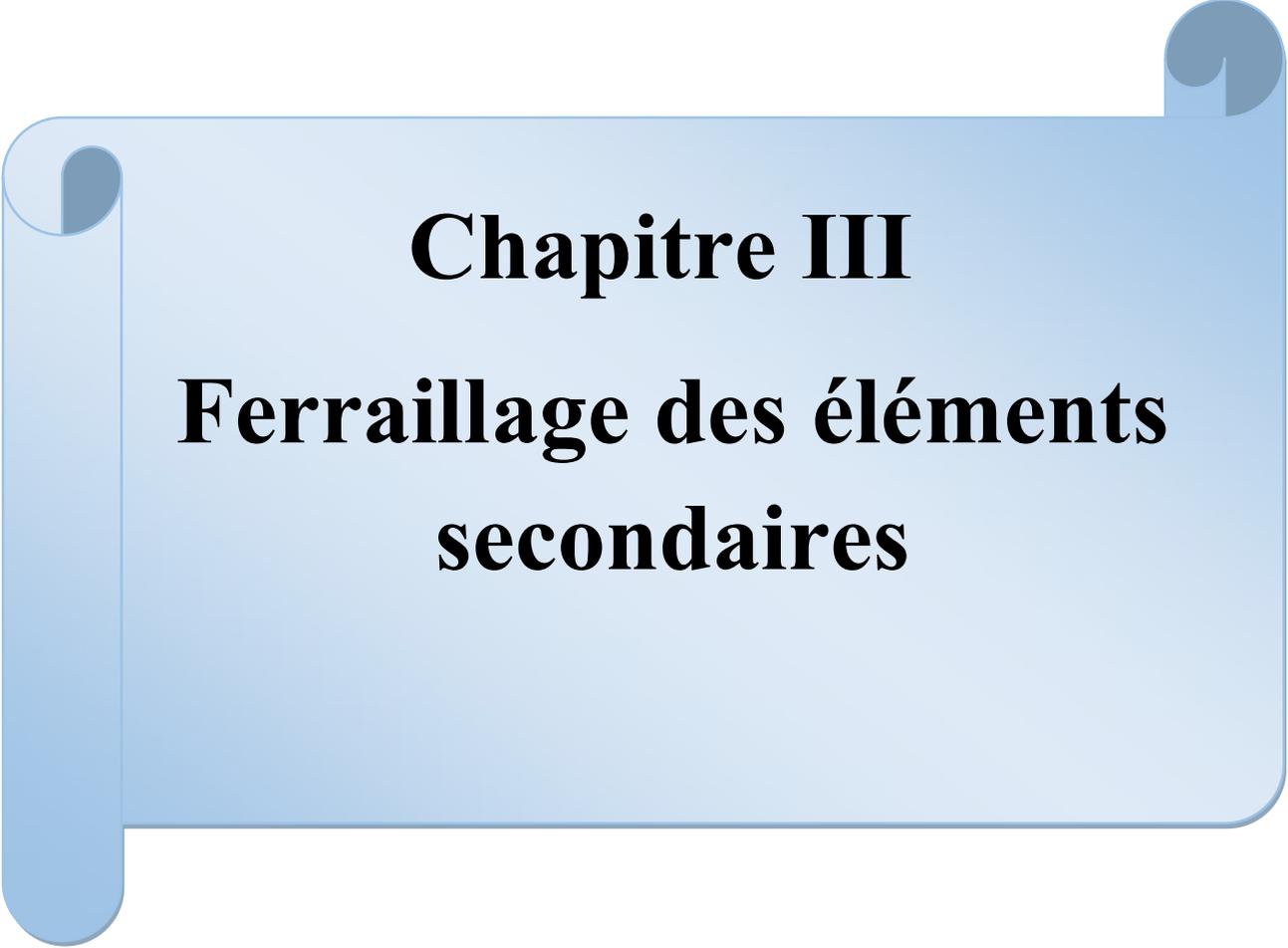
Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propre de palier	15	25	3.75
Mortier de pose	3	20	0.4
Carrelage	2	22	0.44
Enduit en plâtre	2	10	0.36
lit de sable	3	18	0.54
G_T			5.49

Paillasse

Tableau II.10 Récapitulatif de descente de charge pour les paillasse

Matériaux	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propre de paillasse	15	25	4.54
Poids propre de la marche	17/2	20	2.125
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de plâtre	2	14	0.36
Garde du corps	15	7	1
Couche de sable	2	18	0.54
G_T			8.83

III.6. Conclusion Nous avons effectué le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux poutres et voiles) afin d'assurer la résistance vis-à-vis les différentes sollicitations, la stabilité et la bonne tenue de l'ouvrage. Le chapitre suivant est consacré à l'étude du plancher.



Chapitre III
**Ferraillage des éléments
secondaires**

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux (qui contribuent directement au contreventement).
- Les éléments secondaires (qui ne contribuent pas directement au contreventement).

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers et la salle machine.

III.2 Calcul de l'acrotère

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

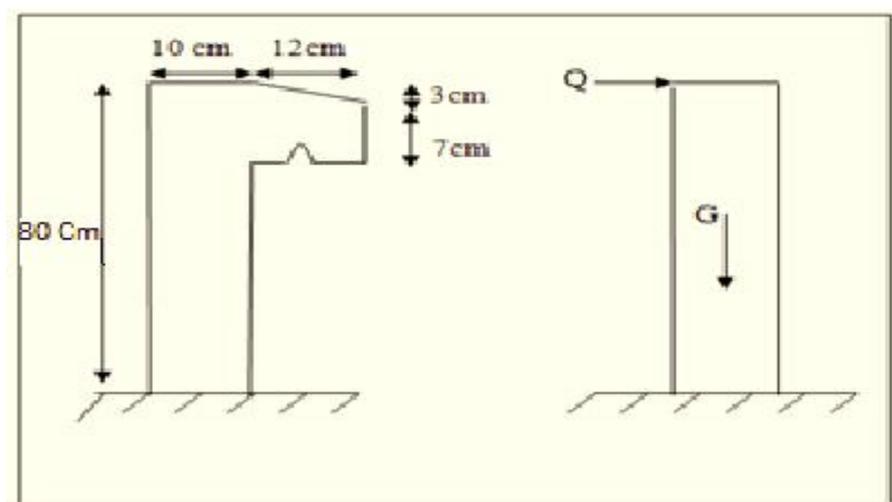


Figure III.1 Schéma de l'acrotère

Charge

- Poids propre de l'acrotère

$$G = G_{acr}(\text{KN/ml}) \times 1 \text{ ml}$$

$$G = 2.218 \times 1 \text{ ml} = 2.218 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml} = 1 \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

(Surcharge due à la main courante)

- Sollicitations :

G ; crée un effort normal : $N_G = G = 2,218 \text{ KN}$

Q ; crée un moment de renversement : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.8 = 0.8 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

Tableau III.1 Les caractéristiques et les dimensionnements de l'acrotère

h(m)	b(m)	d' (m)	d(m)	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)
0.1	1	0.02	0.08	25	2.1	400

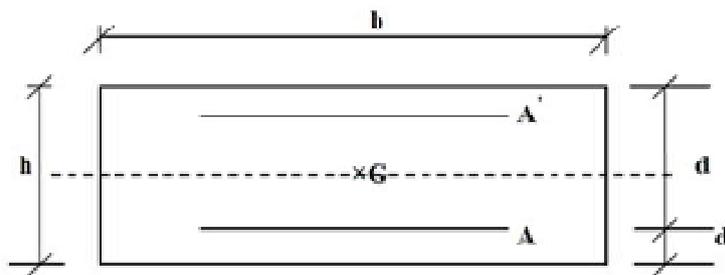


Figure III.2 Schéma des dimensions pour ferrailage d'acrotère

III.2.1 Calcul des armatures à l'ELU

D'après le B.A.E.L 91 modifier 99 (art 2.1.2)

$$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q = 1,35 \cdot 2,218 = 2,994 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,35 M_g + 1,5 M_q = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2 \text{ KN.m}$$

La position du centre de pression est

$$e_0 = M_U / N_U = 1,2 / 2,994 = 0,4 \text{ m}$$

On a $e_0 = 0,4 > h/2 = 0,05 \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

D'où le centre de pression se trouvera à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normale (N) est un effet de compression, elle sera calculer en flexion simple sous l'effet d'un moment (M_{UA}) puis en se ramené à la flexion composée.

$$M_{UA} = N_U \times e_A$$

$$e_A = e_0 + (d - h/2) = 0.4 + (0.08 - 0.1/2) = 0.43 \text{ m}$$

e_A : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures.

$$M_{UA} = N_U \times e_A = 2.966 \times 0.43 = 1.275 \text{ kN.m}$$

M_{UA} : moment fléchissant ultime par rapport aux aciers tendus.

a) Calcul des aciers en flexion simple

- Calcul de moment réduit (μ_{bu})

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.275 \cdot 10^{-3}}{1(0.08)^2 \cdot 14.2} = 0.014$$

Pour FeE400 $\Rightarrow \mu_l = 0.392$ (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0.014 < \mu_l = 0.392$ et \Rightarrow la section est simplement armée $A' = 0$

- calcul d'armatures tendus A_s

$\mu_{bu} = 0.014 < 0.275$ (d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z)

$$Z = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.079 \text{ m}$$

$$f_{ed} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{M_{UA}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{1.275 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0.079 \cdot 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des aciers en flexion composée

$$A_u = A - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.46 - \frac{2.994 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{348} = 0.374 \text{ cm}^2$$

III.2.2 Calcul des armatures à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = N_G = 2,218 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = 0.8 \text{ KN.m}$$

La position du centre de pression C :

$$e_{0\text{ser}} = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 0,8 / 2,218 = 0,36 \text{ m}$$

On a $e_{0\text{ser}} = 0.36 > h/6 = 0.0166 \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normale (N) est un effet de compression, elle sera calculer en flexion simple sous l'effet d'un moment (M_{Aser}) puis en se ramené à la flexion composée.

$$M_{\text{Aser}} = N_{\text{ser}} \times e_{\text{Aser}}$$

$$e_{\text{Aser}} = e_{0\text{ser}} + (d - h/2) = 0.36 + (0.08 - 0.1/2) = 0.39 \text{ m}$$

e_A : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures.

$$M_{\text{Aser}} = N_{\text{ser}} \times e_{\text{Aser}} = 2.218 \times 0,39 = 0.497 \text{ KN.m}$$

a) Calcul des aciers en flexion simple

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot F_{ij}} \right) \text{ Fissuration Préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67, 201.63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\alpha}_1 = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 201.63} = 0.53$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right) b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 0.53 \cdot \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) \cdot 1 \cdot 0.08^2 \cdot 15 \cdot 10^3 = 20.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) = 0.08 \cdot \left(1 - \frac{0.53}{3}\right) = 0.066m$$

$$A = \frac{M_{Aser}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0,497 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0,066 \cdot 201,63} = 0,37 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des aciers en flexion composée

$$A_{ser} = A - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 0,37 - \frac{2,218 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{201,63} = 0,26 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \cdot \frac{2.1}{400} \cdot 100 \cdot 8 = 0.966 \text{ cm}^2$$

III.2.3 Conclusion de ferrailage

a) Armatures longitudinales

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}, A_u, A_{min}) = \text{Max} (0.26, 0.374, 0.966) = \mathbf{0,966 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend 5HA8 $A = 2.51 \text{ cm}^2$, avec espacement de **20cm**

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \text{ on a donc } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2, \text{ avec espacement } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

III.2.4 Vérifications

a) Vérification des contraintes à L'ELS

selon le BAEL 91

- **Dans le béton** : On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot Y_2 \cdot Y_{SER}}{I}$$

- **Dans l'acier** : On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{\eta N_{ser} \cdot Y_2 \cdot Y_{ser}}{I}$$

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence acier-béton.

Y_{ser} : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée a ELS

$$Y_{ser} = Y_2 + C$$

$$C = (h/2) - e_{0ser} = 0,05 - 0,36 = -0,31 \text{ m}$$

On calcule (Y_2) par équation suivante :

$$(Y_2)^3 + P(Y_2) + q = 0$$

$$\text{Avec } p = -3(c)^2 - \frac{(c-d')6\eta A'}{b} + \frac{(d-c)6\eta A}{b} = -0,285 \text{ m}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{(c-d')^2 6\eta A'}{b} + \frac{(d-c)^2 6\eta A}{b} = 0,058 \text{ m}^3$$

- **Méthode des itérations successives**

$$\text{On a } e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \dots \dots (1) \quad \text{ou} \quad e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \dots \dots (2)$$

On prend une valeur quelconque de e_1 et en calcule e_1 :

Exemple en prend $e_1 = 0,4\text{m}$

$$\begin{array}{l} e_1 = 0,4\text{m} \longrightarrow e_1 = 0,38\text{m} \\ e_1 = 0,38\text{m} \longleftarrow e_1 = 0,369\text{m} \\ e_1 = 0,369\text{m} \longleftarrow e_1 = 0,36\text{m} \\ e_1 = 0,36\text{m} \longleftarrow e_1 = 0,354\text{m} \\ e_1 = 0,354\text{m} \longleftarrow e_1 = 0,35\text{m} \\ e_1 = 0,35\text{m} \longleftarrow e_1 = 0,347\text{m} \\ e_1 = 0,347\text{m} \longleftarrow e_1 = 0,344\text{m} \\ e_1 = 0,34\text{m} \longleftarrow e_1 = 0,34\text{m} \end{array}$$

Alors la valeur de $e_1 = Y_2 = 0,34\text{cm}$

$$Y_{ser} = Y_2 + C = 0,34 - 0,31 = 0,03\text{m} = 3\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot Y_{ser}^3}{3} + 15[A \cdot (d - Y_{ser})^2 + A'(Y_{ser} - d')^2] = 1262,25\text{cm}^4$$

- **Dans le béton** : On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot Y_2 \cdot Y_{SER}}{I} = \frac{2,218 \cdot 0,34 \cdot 0,03 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{1262,25 \cdot 10^4} = 1,79 \text{MPa}$$

1,79MPa < 15MPa ⇒ condition vérifier

- **Dans l'acier** : On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{\eta N_{ser} \cdot Y_2 \cdot Y_{SER}}{I} = \frac{15 \cdot 2,218 \cdot 0,34 \cdot 0,03 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{1262,25 \cdot 10^4} = 26,88 \text{MPa}$$

26,88MPa < 201,63MPa ⇒ condition vérifier

b) Vérification à l'effort tranchant

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

τ_u : Contrainte de cisaillement,

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{KN} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{1,5}{1 \cdot 0,08} \times 10^{-3} = 0,019 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right) = \min\left(0,15 \frac{25}{1,5}, 4\right) = 2,5 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification des espacements des barres

- **Armatures longitudinales**

$$S_L \leq \min(3 \times h, 33 \text{cm}) \quad \Rightarrow \quad S_L \leq \min(3 \times 10, 33 \text{cm}) = 30 \text{cm}$$

$$S_L = 20 \text{cm} < 30 \text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions**

$$S_r \leq \min(4 \times h, 45 \text{cm}) \quad \Rightarrow \quad S_r \leq \min(40, 45 \text{cm}) = 40 \text{cm}$$

$$S_r = 20 \text{cm} < 40 \text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Calcul de l'ancrage

$$L_s = \frac{\phi \cdot Fe}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.83} = 28.27 \text{ cm}$$

$$L_s = 28.27 \text{ cm} < h = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{ancrage droit}$$

III.2.5 Force sismique

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

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

C_p : facteur de force horizontale, $C_p = 0,80$ (tableau 6.1, RPA99/V2003)

W_p : poids de l'acrotère pour 1ml, $W_p = 2.218 \text{ KN}$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.218 = 0.94 \text{ KN}$$

$$F_p = 1.064 \text{ KN}$$

Soit $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (surcharge due à la main courante)

Donc : $1,5Q > F \Rightarrow$ La condition au séisme est vérifiée

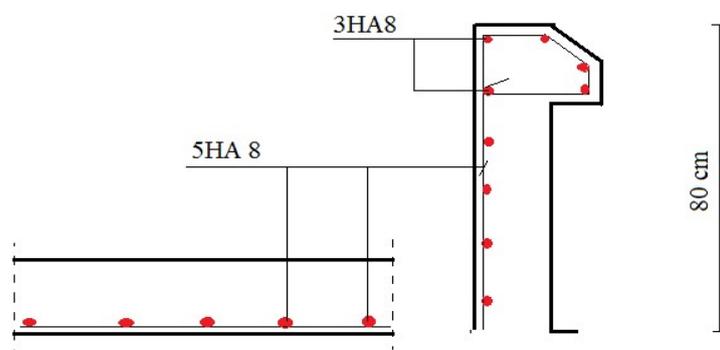


Figure III.3 Schéma du ferrailage de l'acrotère

III.2.6 Calcul du balcon

Introduction

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1,2\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastré à son extrémité. Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, libre d'un côté et encastré d'un autre.

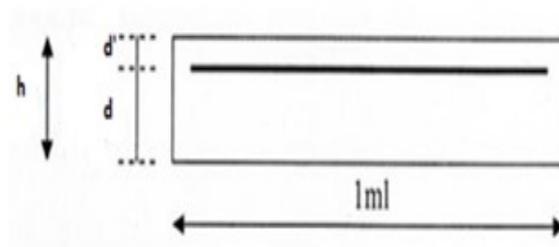


Figure III.4 Schéma dimension pour le ferrailage du balcon

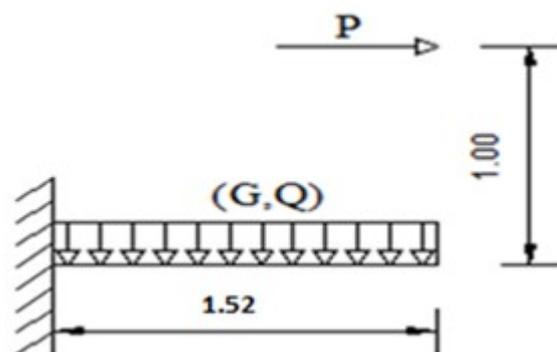


Figure III.5 Schéma du balcon

Evaluation des charges (DTR B.C. 2.2)

Charge permanente $G=6,74 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge due à la main courante $P = 1 \text{ KN/m}$

III.2.7 Calcul des armatures a ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,35 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{p_u} = 1,5p = 1,5 \text{ KN}$$

$$M_U = q_p \cdot l + q_u \left(\frac{l^2}{2} \right) = 18,1 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{18,1 \cdot 10^{-3}}{1(0,14)^2 \cdot 14,2} = 0,065$$

Pour FeE400 $\Rightarrow \mu_l = 0,392$ (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0,065 < \mu_l = 0,392$ et \Rightarrow la section est simplement armée $A' = 0$

a) calcul de d'armatures tendus A_s

$\mu_{bu} = 0,065 < 0,275$ (d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z)

$$Z = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,1345 \text{ m}$$

$$f_{ed} = f_c / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{UA}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{18,1 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0,134 \cdot 348} = 3,9 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité

$$A_u \geq A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} = 1,69$$

$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} \Rightarrow A_s = 3,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On adopte 5HA12 = 5.65 cm²

- Espacement : $S_L = 20 \text{ cm}$

c) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$
 On adopte 6HA8 = 3.02 cm²

- Espacement : $S_r = 25 \text{ cm}$

III.2.8 Vérifications

a) Vérification des contraintes à L'ELS

- Dans le béton : On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

On a : $b \cdot \frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s) \cdot y - \eta(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 4,1 \text{ cm}$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + \eta \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \Rightarrow I = 10603.71 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \Rightarrow K = 0.121 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = KY = 0,121 \times 41 = 4,96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans l'acier** : On doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ On a :

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - Y) = 179,685 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des espacements des barres

- Armatures longitudinales

$$S_L \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_L \leq \min(3 \times 16, 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_L = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition

$$S_r \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_r \leq \min(4 \times 16, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_r = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort tranchant

$$T_{U_{\max}} = \frac{V_{U_{\max}}}{0,9d \cdot b} < \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_{U_{\max}} = q_u \cdot L = 14,35 \cdot 1,52 = 21,81 \text{ KN}$$

$$\tau_{U_{\max}} = \frac{V_{U_{\max}}}{0,9d \cdot b} = \frac{21,81 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 140 \cdot 10^3} = 0,173 \text{ MPa}$$

$$0,173 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \psi_s \times f_{t28} \text{ Avec : } \psi_s = 1,5$$

$$\psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \cdot 3,14 \cdot 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0,92 \text{ Mpa} < \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{152} = 0,105 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{16}{152} = 0,105 > \frac{1}{10} \cdot \frac{12,83}{12,83} = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} (\text{MPa}) \Rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 14} = 0,004 > 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

f) Calcul de l'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{F_e}{\tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{400}{2,84} = 42,25 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale.}$$

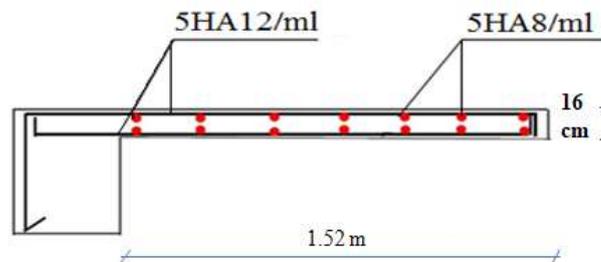


Figure III.6 Schéma du ferrailage de balcon

III.3 Calcul des planchers

III.3.1 Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

- Dans notre projet on a des planchers à corps creux, ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur. et des dalles pleine d'épaisseur $e=16\text{cm}$.

III.3.2 Plancher en dalle pleine

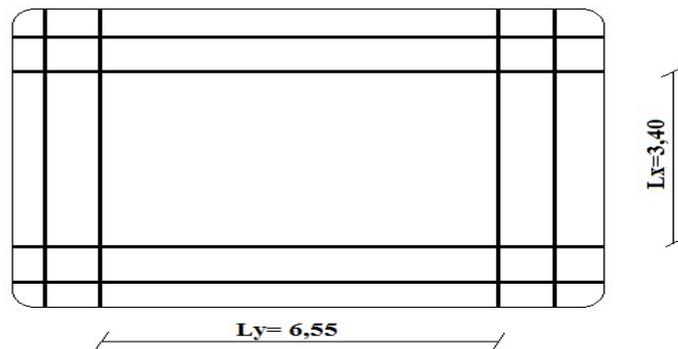


Figure III.7 Schéma de la dalle pleine

a) Calcul des sollicitations

Notre plancher comporte des panneaux de dalle pleine appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- ✓ $0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un seul sens.
- ✓ $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

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

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur d'unité et ont pour valeurs :

- ✓ dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
 - ✓ dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$
- Les valeurs des μ_x, μ_y ont fonction de $(\alpha = L_x/L_y)$

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- ✓ Moment en travée : $(M_{tx} = 0.75M_x, M_{ty} = 0.75M_y)$
- ✓ Moment sur appuis : $(M_{ax} = 0.5M_x, M_{ay} = 0.5M_y)$

Si le panneau considéré est un panneau de rive

- ✓ Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85M_x$, $M_{ty} = 0.85M_y$)
- ✓ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.3M_o$, $M_{ay} = 0.3M_o$)

Pré-Dimensionnement De La Dalle

Le panneau a pour dimensions : $L_x = 6$ m et $L_y = 6$ m

Soit : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6} = 1 > 0.4 \rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens

Dalle continue $\Rightarrow h_0 \geq \frac{L_x}{40} = 0.15$

Pour prendre en compte de la normalisation des dalles, en plancher haut de parking, la sécurité incendie et l'isolation thermique on prend $h_0 = 20$ cm

$$G = 7.4 \text{ Kn/m}^2$$

III.3.3 Calcul Des Sollicitations

Moments fléchissant

Moments dans le panneau de dalle articulée sur son contour

Le panneau de dalle porte dans les deux sens, pour une bande de largeur unité et au centre de la dalle, on a :

$$\text{Sens } l_x : M_{ox} = \mu_x * p * L_x^2 \quad \text{et} \quad \text{Sens } l_y : M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$$

Tableau III.2 Calcul des coefficients μ_x et μ_y

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x = \frac{1}{8} * (1 + 2.4 * \alpha^3)$	$\mu_y = \alpha^2 * (1 - 0.95 * (1 - \alpha)^2)$
0.387	0.142	0.0963

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q =$$

$$12.91 \text{ kN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q =$$

Moments dans le panneau de dalle continu

- **Bande de largeur 1 m parallèle à l_x**

$$\text{On a } M_{ox} = \mu_x * p * L_x^2$$

- En travée : $M_{tx} = 0.75 * M_{ox}$
- Sur appuis : $M_{ax} = 0.5 * M_{ox}$

- **Bande de largeur 1 m parallèle à L_y :**

On a $M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$

- En travée : $M_{ty} = 0.75 * M_{oy}$
- Sur appuis : $M_{ay} = 0.5 * M_{oy}$

On récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.3 Calcul des moments en travée et sur appui dans les deux directions

	M_{ox} $= \mu_x * p * L_x^2$ (kN.m)	M_{oy} $= \mu_y * M_{ox}$ (kN.m)	M_{ax} $= 0.5 * M_{ox}$ (kN.m)	M_{tx} $= 0.75 * M_{ox}$ (kN.m)	M_{ay} $= 0.5 * M_{oy}$ (kN.m)	M_{ty} $= 0.75 * M_{oy}$ (kN.m)
ELU	65.995	9.371	32.998	49.496	4.686	7.028
ELS	48.053	6.82	24.026	36.039	3.41	5.115

Les valeurs minimales à respecter sont

-A ELU

- En travée : M_{ty}

$$\geq \frac{M_t}{4} \quad M=12.374 \text{ kN.m} \geq 7.028 \text{ kN.m (ok) ,} \quad \text{Donc}$$

: $M_{ty} = 12.374 \text{ kN.m}$

- Sur appuis : $M_{ay} = M_{ax}$, On a $M_{ay} = 4.686 \text{ kN.m}$ et $M_{ax} = 32.998 \text{ kN.m}$
 $\rightarrow M_{ay} < M_{ax}$ d'où $M_{ay} = 32.998 \text{ kN.m}$

-A ELS

- En travée :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$$

$$M_{ty} = 9.0097 \text{ kN.m} \geq 5.115 \text{ kN.m (ok) ,}$$

Donc : $M_{ty} = 9.0097 \text{ kN.m}$

- Sur appuis : $M_{ay} = M_{ax}$, On a $M_{ay} = 3.41 \text{ kN.m}$ et $M_{ax} = 24.026 \text{ kN.m}$
 $\Rightarrow M_{ay} < M_{ax} \Rightarrow$ d'où $M_{ay} = 24.026 \text{ kN.m}$

Tableau III.4 Moments retenus en travée et sur appui

	ELU		ELS	
	Sens l_x	Sens l_y	Sens l_x	Sens l_y
Moment en travée (kN.m)	49.496	7.028	36.039	5.115
Moment sur appui (kN.m)	32.998	4.686	24.026	3.41

- **Efforts tranchants V_{ux}**

$$\text{Au milieu du grand coté : } V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2 \times (1 + \frac{a}{l_x})}$$

$$\text{Au milieu du petit coté: } V_{uy} = \frac{P_s \times L_x}{3} \leq V_{ux}$$

Tableau III.5 Calcul des efforts tranchants

	ELU	ELS
V_{ux} (kN)	27.923	20.331
V_{uy} (kN)	$27.923 < V_{ux}$	$20.331 < V_{ux}$

Calcul Des Armatures

Nécessité d'armatures transversales

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} = \frac{0.02022}{0.170} = 0.164 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times F_{c28}}{1.5} = 1.166 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ donc les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

Armatures longitudinales

Avec : $b=1\text{m}$; $d'=3\text{cm}$; $d=17\text{cm}$; $F_{bu}=12.46\text{MPa}$; $F_{su}=347.826$

Dimensionnement à L'ELU

Tableau III.6 Tableau de calcul des armatures longitudinales

	En travée « sens lx »	En travée « sens Ly »	Sur appuis
$M_u / (KN.m/m)$	49.496	7.208	32.998
$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$	0.295	0.0176	0.0806
$\mu_l = 0.39(f_e = 400 \text{ MPa}) \geq \mu_{bu}$	(σ ok)	(σ ok)	(σ ok)
$A_{sc}(\text{cm}^2)$	0	0	0
$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.449	0.022	0.105
$y_u = \alpha \cdot d \text{ (m)}$	0.0763	0.00374	0.0178
$Z \text{ (m)} = d - 0.4y_u$	0.139	0.168	0.163
$A_{st}(\text{cm}^2 \text{ml}) = \frac{M_u}{Z \times f_{su}}$	10.232	1.233	5.817

Dispositions constructives

Choix des aciers

$\varphi \leq \frac{h}{10} = 20 \text{ mm}$ Le diamètre maximum est 20 mm

- Espacement

$$\text{Sens lx : } S_t \leq \min \begin{cases} 3h_0 \\ 0.33 \end{cases} = 0.33 \text{ m}$$

$$\text{Sens ly : } S_t \leq \min \begin{cases} 4h_0 \\ 0.45 \end{cases} = 0.45 \text{ m}$$

Sur appui : $S_t \leq 0.33$ m

Section minimale d'armature

Bande suivant ly :

$$A_{y \min} = \begin{cases} 12h_0 \text{ RL} \\ 8h_0 \text{ Fe 400} = 8h_0 = 1.6 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \\ 6h_0 \text{ Fe 500} \end{cases}$$

$$A_{ty} = 1.23 * 10^{-4} < A_{y \min} , A_{ty} = A_{y \min} \text{ Soit 4 HA 8 /m}$$

$$\rightarrow S_t = 0.25 \text{ m} < 0.45 \text{ m}$$

$$A_{ay} = 1.03 * 10^{-4} < A_{y \min} , A_{ay} = A_{y \min} \text{ Soit 4 HA 8 /m}$$

$$\rightarrow S_t = 0.25 \text{ m} < 0.45 \text{ m}$$

Bande suivant lx :

$$A_{X \min} = \frac{3-\alpha}{2} * A_{y \min} = 1.682 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{tx} = 1.56 * 10^{-4} < A_{y \min} \text{ (OK) } , A_{ay} = A_{y \min} \text{ Soit 4 HA 8 /m}$$

$$\rightarrow S_t = 0.25 \text{ m} < 0.33 \text{ m}$$

$$A_{ax} = 1.03 * 10^{-4} < A_{y \min} , A_{ax} = A_{y \min} \text{ Soit 4 HA 8 /m}$$

$$\rightarrow S_t = 0.25 < 0.33 \text{ m}$$

Vérification De La Contrainte Dans Le Béton

• **Sens lx**

$$\delta_{bc} = \frac{M_s}{I_{SRH}/AN} * y_1 \text{ avec } y_1 \text{ la racine positive de l'équation (E)}$$

$$(E) : \frac{b}{2} * y_1^2 + 15 * A_{ST} * y_1 - 15 * A_{ST} * d = 0$$

$$0.5 * y_1^2 + 0.00301 * y_1 - 0.00051 = 0 \rightarrow y_1 = 0.029 \text{ m}$$

$$I_{SRH}/AN = \frac{b * y_1^3}{3} + 15 * A_{ST} * (d - y_1)^2 = 0.72 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.009123}{0.72 * 10^{-4}} * 0.029 = 1.77 \text{ MPa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6 * f_{C28} = 13.2 \text{ MPa, donc } \delta_{bc} < \overline{\delta}_{bc} \text{ vérifiée}$$

Vérification De La Fleche

Nécessité de la vérification à l'ELS de déformation

$$\text{Il faut vérifier : } \frac{h_0}{l_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \text{et } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{0x}} = \frac{6.63}{20 \cdot 8.85} 0.0374 = 0.0375 \end{array} \right.$$

$$\frac{h_0}{l_x} = 0.0440 > 0.0375 \text{ (ok)}, \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} = 1.182 \cdot 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = 5 \cdot 10^{-3} \text{ (ok)}$$

Les deux conditions requises étant satisfaites donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

Arrêts Des Barres

- En travée sens lx

On alterne : 2 HA 8 filant

2 HA 8 arrêtées à $0,1 \times 4.54 \text{ m} = 0.454 \text{ m}$

- En travée sens Ly

On alterne : 2 HA 8 filant

2 HA 8 arrêtées à $0,1 \cdot 4.54 \text{ m} = 0,454 \text{ m}$

Sur appui

$$\text{Sur appui : } (M_s = 0.5M_0) \left\{ \begin{array}{l} l_1 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_3 = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau} \\ 0.25 \left[0.3 + \frac{M_{alx}}{M_{0x}} \right] l_x \end{array} \right. \\ l_2 = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} l_3 = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau} \\ \frac{l_1}{2} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\Psi = 1.5$$

$$\tau = 0.6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau = 2.59$$

$$l_1 = \max \begin{cases} l_s = 0.30 \text{ m} \\ (0.3 + \frac{M_a}{M_0}) * \frac{l_x}{4} \end{cases} = 0.90 \text{ m}$$

$$l_1 = \max \begin{cases} l_s = 0.30 \text{ m} \\ \frac{l_1}{4} = 0.45 \text{ m} \end{cases} = 0.45 \text{ m}$$

Plan De Ferraillage

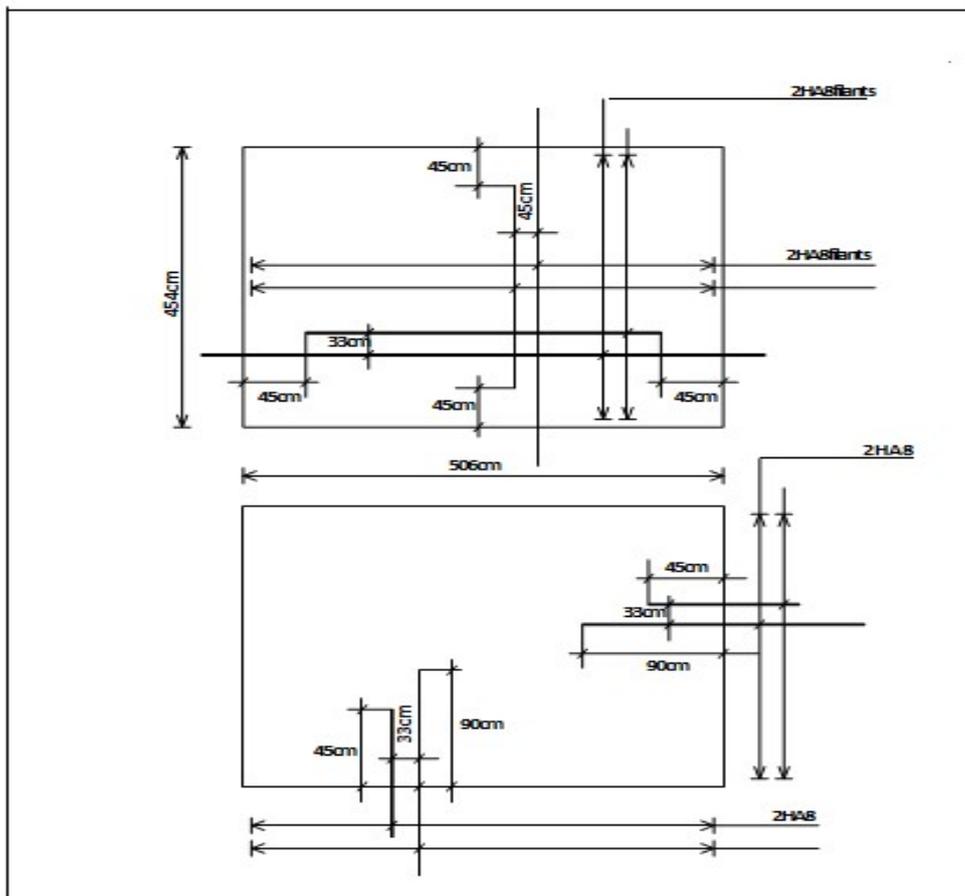


Figure III.8 Plan De Ferraillage du voile.

III.4 Etude des escaliers

III.4.1 Calcul des sollicitations

A l'E.L.U : $P_u = 1.35 G + 1.5Q$

A l'E.L.S : $P_{\text{eser}} = G + Q$

- Type1 : Escaliers à volées droites avec palier intermédiaire pour le minaret

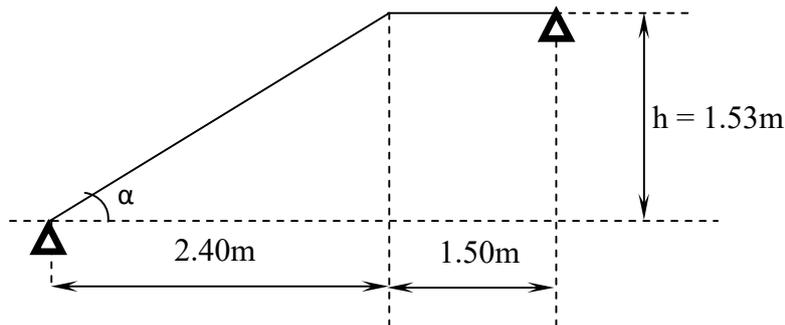
Tableau III.7 Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	P _{ser} (KN/m ²)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.41	2.5	15.10	10.91

NB : On prend le cas le plus défavorable (RDC).

- A l'ELU

Schéma statique



$$q_1 = 15.10 \text{ KN/m}^2 \quad q_2 = 11.16 \text{ KN/m}^2$$

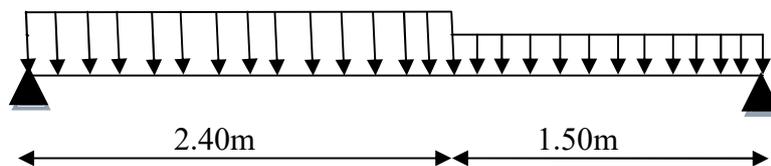


Figure III.9 Schéma statique de l'escalier (ELU).

III.4.2 Calcul des efforts internes**Diagramme des efforts internes**

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve

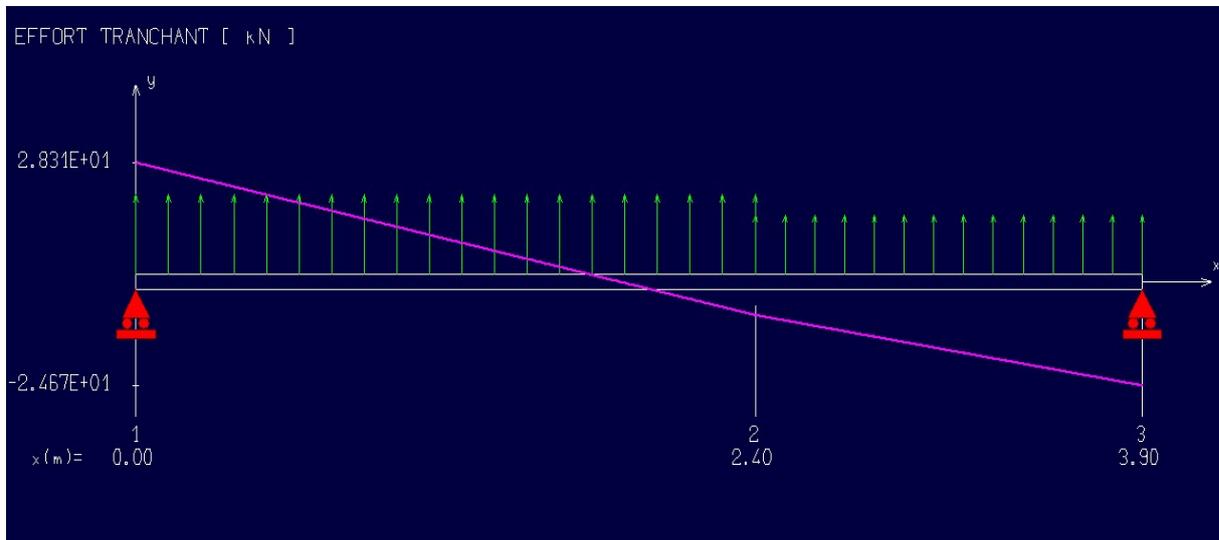
a. L'effort tranchant

Figure III.10 Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier (ELU).

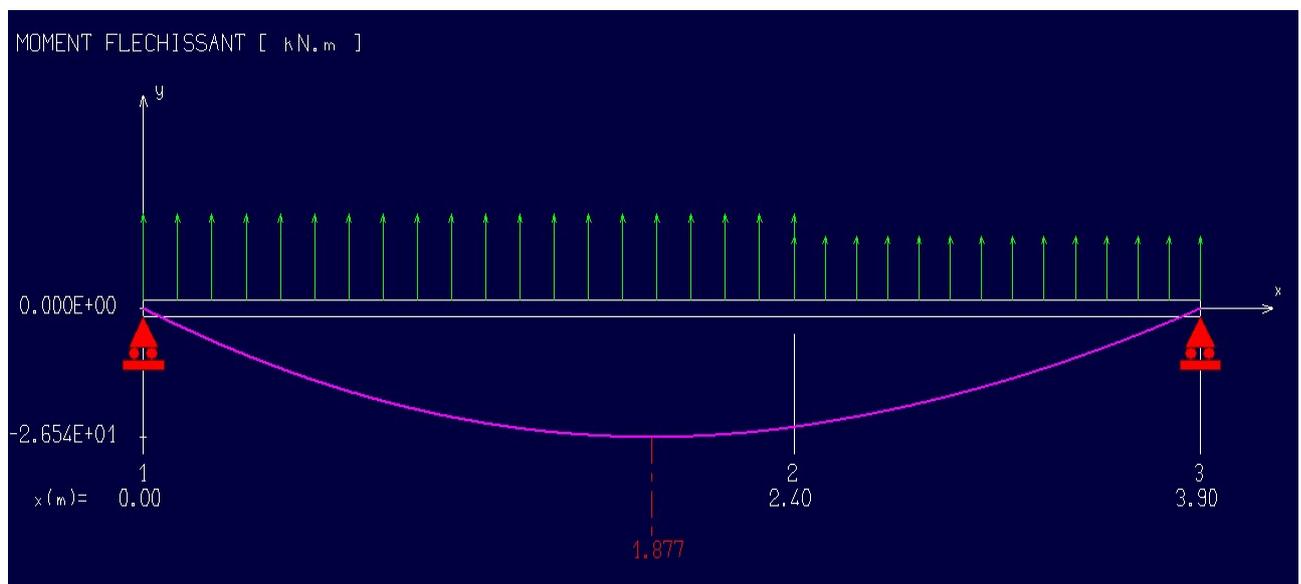
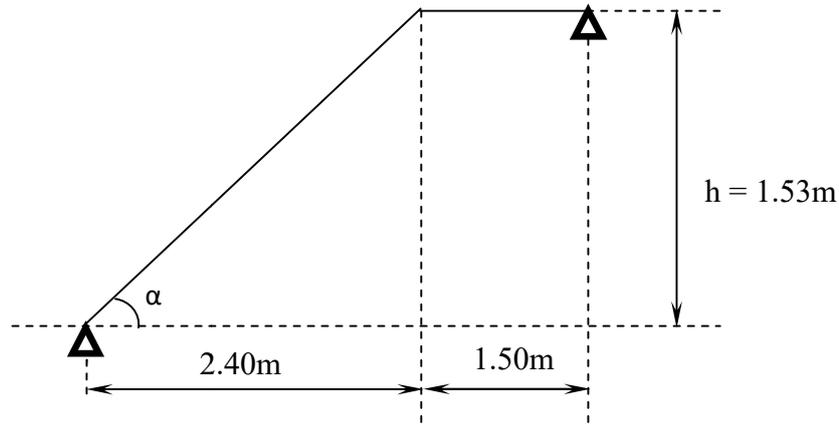
b. Moment fléchissant

Figure III.11 Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).

- AL'ELS

Schéma statique



$$q_1 = 10.9 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 7.99 \text{ kN/m}^2$$

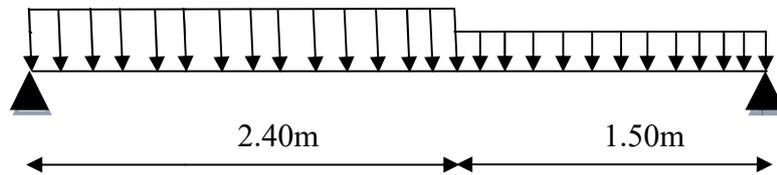


Figure III.12 Schéma statique de l'escalier (ELS).

III.4.3 Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

a. L'effort tranchant :

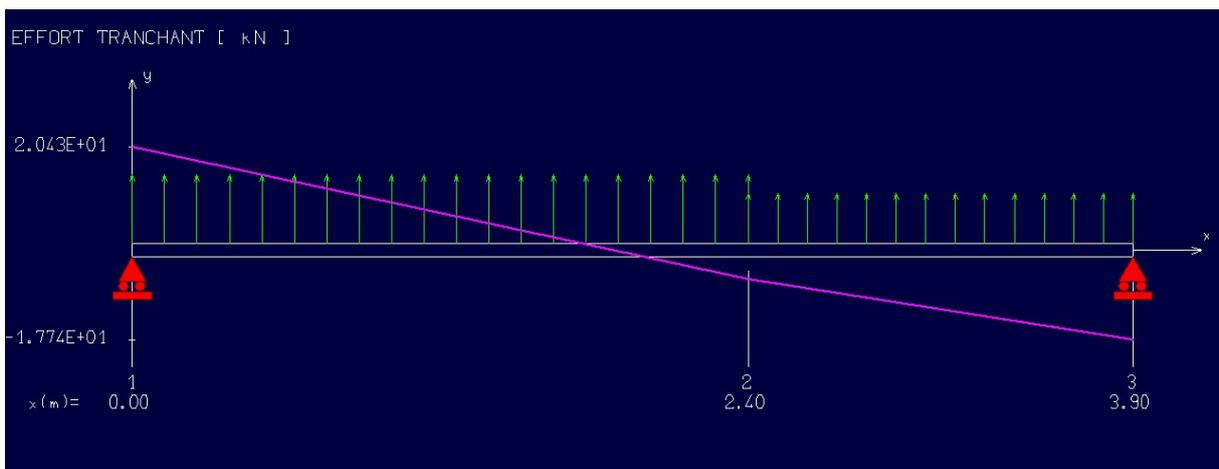


Figure III.13 Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier à ELS.

b. Moment fléchissant

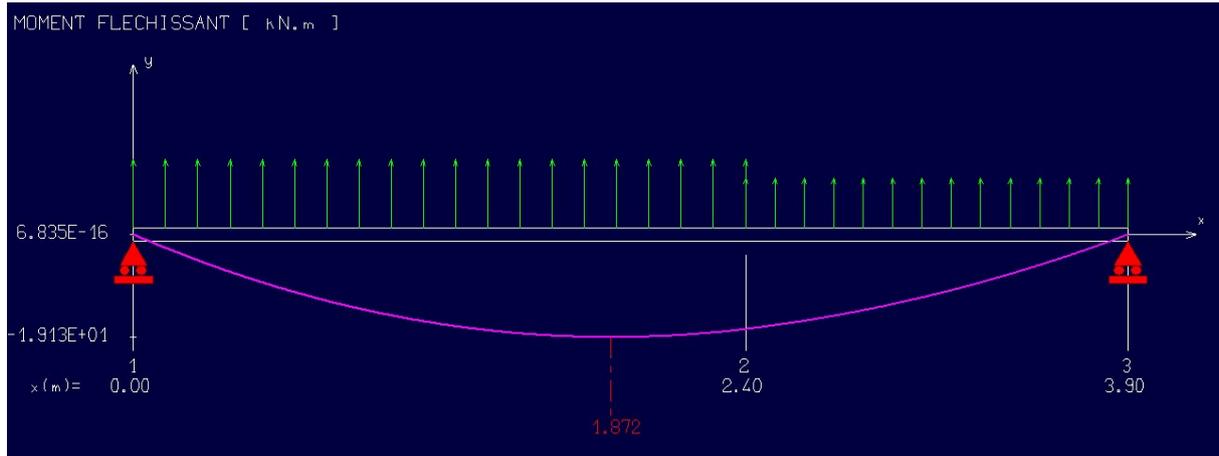


Figure III.14 Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.

$$M_u = 26.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 19.13 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 28.31 \text{ KN.}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 19.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 13.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 14.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 9.56 \text{ KN.m}$$

III.5 Ferrailage

III.5.1 Calcul du ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

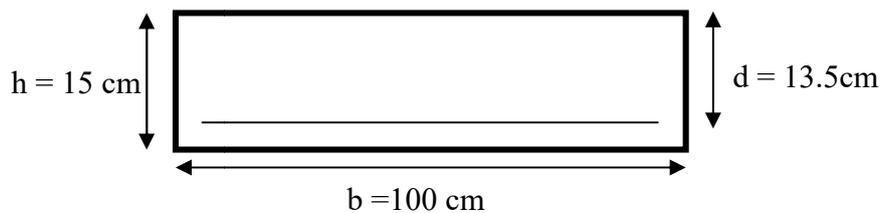


Figure III.15 La section du calcul de l'escalier.

Tableau III.8 Les données a utilisé.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 1420 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 15 \text{ cm}$	$d = 13.5 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

III.5.2 Calcul des armatures

1) Armature longitudinale

- Aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.27 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.051 \quad \longrightarrow \mu_{bu} = 0.053$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad ; \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \xi_s \geq 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \longrightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.051 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_l = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.051)}) = 0.066$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.973$$

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

$$A_l = \frac{13.27 \times 10^6}{0.973 \times 135 \times 348} = 290.3 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 2.9 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 22cm.

2) Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm.

1) Armature longitudinale**➤ En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.90 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.20} = 0.077 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.077$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \longrightarrow \xi_s = 1.74 \text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.077 < \mu_{lu} = 0.392 \longrightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.077 < 0.392 \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_l = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.077)}) = 0.100$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.959$$

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

$$A_l = \frac{19.90 \times 10^6}{0.959 \times 135 \times 348} = 441.69 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 4.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 22cm.

2) Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_l}{4} \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

B. Vérification**1. Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t2}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot (13.5) \cdot (2.1)}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.5.3 Vérification des espacements des barres**Armature principale**

$$S_p = 20\text{cm} \leq \text{Min}(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

Armature transversale

$$S_s = 20\text{cm} \leq \text{Min}(4h, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

III.5.4 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**a. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis****Influence sur le béton**

On doit avoir que :

$$V_{u\max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c2}}{\gamma_b} b \times a \quad (\text{Art A.5.1.3.21.BAEL91/99})$$

$$a = 0.9 \times d = (0.9) \times (13.5) = 12.15\text{cm} \text{ (longueur de l'appui).}$$

$$V_{u\max} = 28.31\text{KN.}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 * \frac{25}{1.5} * 1 * 12.15 * 10 = 810\text{KN.}$$

$$V_u = 28.79\text{KN} \leq \bar{V}_u = 810\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. influence sur les armatures longitudinales inférieures

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_{uA}}{0.9 \times d} \right].$$

$$A_s = 6.79\text{cm}^2 \quad V_u = 28.31\text{KN} \quad M_{uA} = 13.27\text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.65\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[28.31 + \frac{13.27}{0.9 \times 0.135} \right] = 3.95\text{ cm}^2$$

$$A_s = 5T12 = 5.65\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III.5.5 Vérification de l'adhérence d'appui

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa}$

$$V_u^{\max} = 28.31\text{KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{28.31 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.4} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.5.6 Vérifications à ELS

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

❖ Vérification des contraintes maximales dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

❖ Position de l'axe neutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

❖ Moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

Position	M_{ser} KN.m	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	Observation
travée	14.34	6.79	4	9784.02	151.91	6.08	C.V
Appui	9.56	6.79	4	9782.02	101.31	4.05	C.V

La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

Tableau III.10 Les armatures de l'escalier obtenu.

	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_{répartition}$ (cm ²)	Choix
Appuis	2.9	6.79	1.63	5T12	3.93	5T10
Travée	3.95	6.79	1.63	5T12	3.93	5T10

III.5.7 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.0625 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.0625 < 0.0749) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0042 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 240 \text{ cm} ; A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 14.34 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 19.13 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500} \bar{f} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ cm} \quad f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

Le moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u} I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}; \lambda_v = \frac{0.02 t_{28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s}, 0 \right) \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

❖ **Calcul du Moment d'inertie I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c2}} = 32164.2 \text{ MPa}; E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.11 Vérification de la flèche de l'escalier.

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv}	I_{fi}	f_i	f_v
31176	0.0042	5	2	0.158	23689.97	19158.44	0.236	0.568

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.568 - 0.236 = 0.332$$

$$\Delta F = 0.332 < \bar{f} = 0.542 \Rightarrow \text{Donc la condition de la flèche est vérifiée}$$

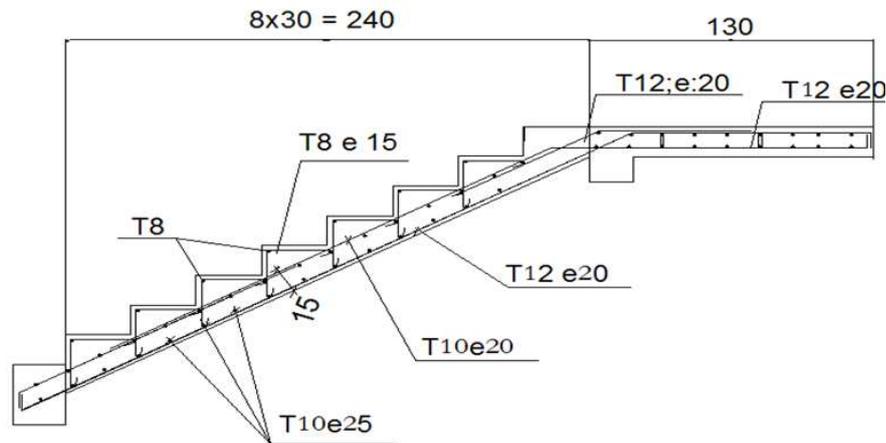
III.5.8 Schéma de ferrailage

Figure III.16 Schéma du ferrailage de l'escalier.

III.5.9 Poutre palière

Introduction

La poutre palière est considérée en castrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

Pré dimensionnement

On dimensionne la poutre selon le **BAEL 91** :

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad h = 35 \text{ cm} \quad 20 \leq h \leq 30$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad b = 25 \text{ cm}$$

a. Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \geq 20 \text{ cm} \\ (35/25) = 1,2 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

Donc la section adoptée pour la poutre palière est $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

a). Charge revenant à la poutre

- Poids propre de la poutre $0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.187 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELU) : 32.98 KN/ml .
- Réaction du palier (ELS) : 23.87 kn/m

b). Combinaison d'action

- À l'ELU

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = (1.35 \times 2.187) + 32.98 = 35.98 \text{ kN/ml}$$

- À l'ELS

$$q_s = G_p + R_b = 2.187 + 23.87 = 26.057 \text{ kN/ml}$$

c). sollicitation

- calculi à l'ELU
- Moment isostatique

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{12} = 35.98 \times \frac{(3)^2}{12} = 26.98 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = \frac{(35.98 \times 3)}{2} = 53.97 \text{ KN}$$

Calcul à L'ELS

- **Moment isostatique**

$$M_{-0} = q_{-}(s) \frac{L^2}{12} = \frac{26.057 \times (3)^2}{12} = 19.57 \text{ kN}$$

- **Sollicitation de calcul**

$$M_{u, travée} = 0.75 M_u = 20.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{u, appuit} = 0.5 M_u = 13.49 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser, travée} = 0.75 M_{ser} = 14.67 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser, appuit} = 0.5 M_{ser} = 9.78 \text{ kN.m}$$

Par utilisation du logiciel **RDM 6** on trouve :

- À L'ELU

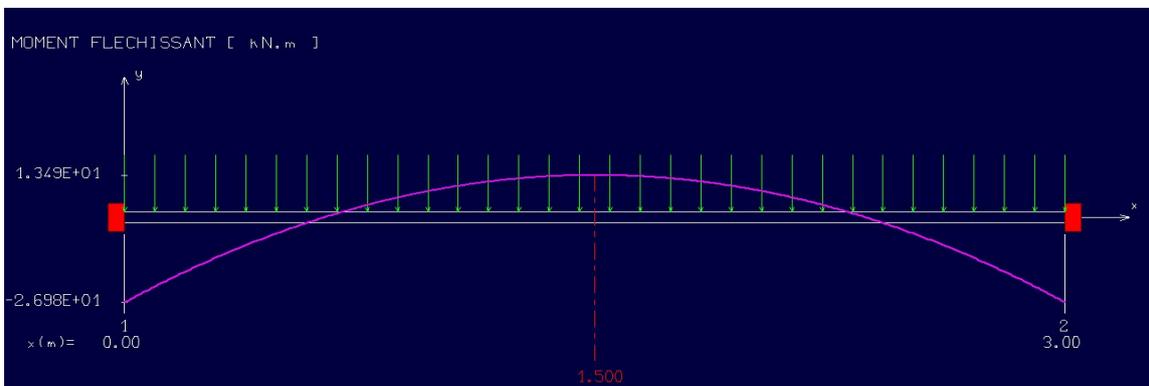


Figure III.17 Diagrammes de moment isostatique à l'ELU.

Effort tranchant

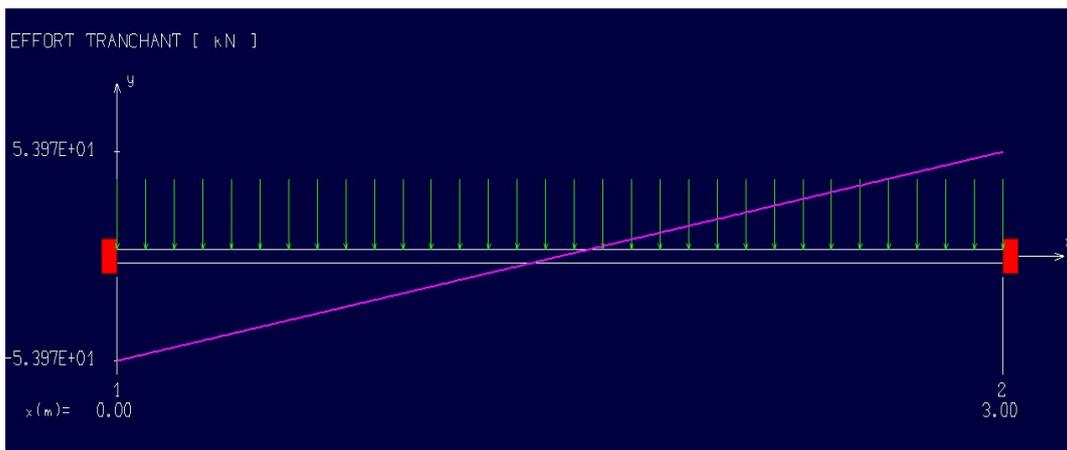


Figure III.18 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.

- À L'ELS

Moment isostatique

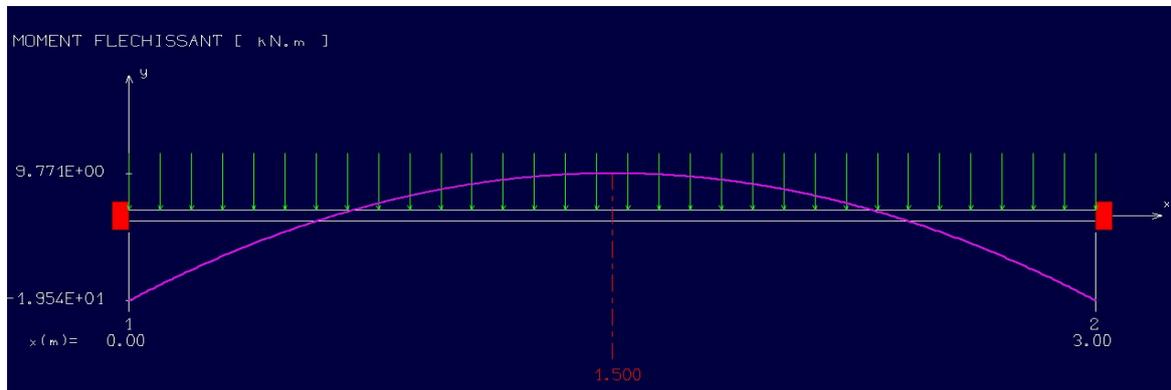


Figure III.19 Diagramme de moments isostatique à L'ELS.

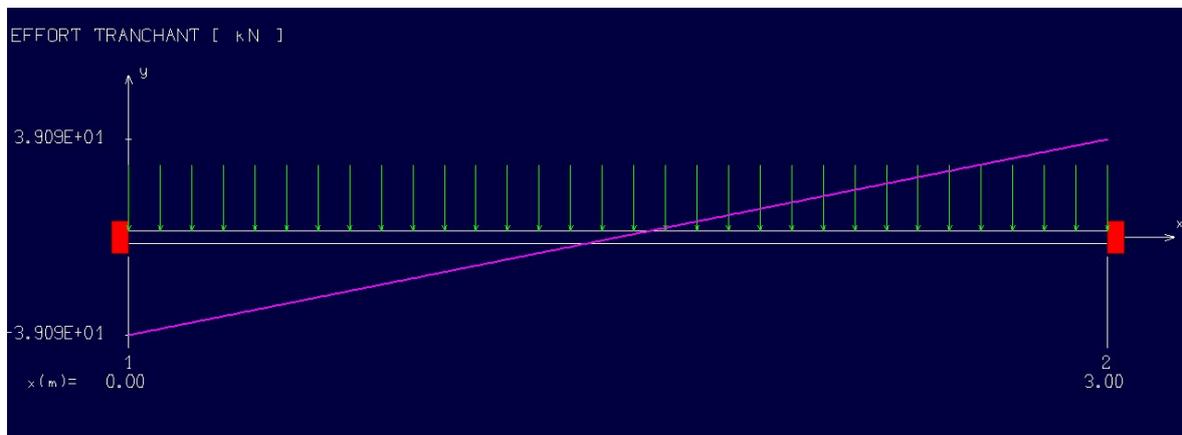


Figure III.20 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.

Calcul de Ferrailage à l'ELU

- En travée

$$M_t = 20.23 \text{ kN.m}$$

- Armature principale

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; c=c'=3 \text{ cm} ; d=32 \text{ cm}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.23}{1 \times 0.320^2 \times 14200} = 0.014 < \mu_r = 0.391 \text{ (acier FeE400)} \implies \text{pivot A,}$$

donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99 \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.23}{0.99 \times 0.320 \times 348000} = 1.83 \text{ cm}$$

$A_{s \text{ adopt}} = 3.39 \text{ cm}^2$ le choix des armateurs principales c'est **3HA12**

- **En Appuis**

$$M_a = 13.49 \text{ KN.m}$$

- **Armature principal**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.49}{1 \times 0.320^2 \times 14200} = 0.0092 < \mu_r = 0.391 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0115$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99 \quad A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.49}{0.99 \times 0.320 \times 348000} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopt}} = 3.39 \text{ cm}^2$ le choix des armateurs principales c'est **3HA12**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}, \quad A_{\min} = 0.23 * 25 * 32 * \frac{2.1}{400} = 0.966$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.966 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.966 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Telle que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ la contrainte dans béton}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{La contrainte dans l'acier}$$

Position du centre de gravité de la section y :

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

- **Le moment d'inertie I**

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

➤ Position du centre de gravité de la section y:

$$Y = \frac{15(3.39)}{25} \times \left[\sqrt{1 + \frac{25 \cdot 32}{7,5 \cdot 3.39}} - 1 \right] = 9.55 \text{ cm}$$

➤ Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{(25)(9.55)^3}{3} + 15[3,39(32 - 9.55)^2] = 32898.94 \text{ cm}^4$$

- **En travée**

D'après logiciel de la RDM : $M_{ser} = 14.67 \text{ KN.m}$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{14.67 \cdot 10^6}{32898.94 \cdot 10^4} (95.5) = 4.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = 15 \frac{14.67 \cdot 10^6}{32898.94 \cdot 10^4} (320 - 95.5) = 150.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 77,67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

I. En appuis

D'après logiciel de la **RDM 6**: $M_{ser} = 9.78 \text{ KN.m}$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{9.78 \cdot 10^6}{32898.94 \cdot 10^4} (95.5) = 1.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,94 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = 15 \frac{9.78 \cdot 10^6}{32898.94 \cdot 10^4} (320 - 95.5) = 113.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 113.48 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

a) Calculi des armatures transversals

$$St \leq \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min(28.8 ; 40) = 28.8 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4 \quad \Longrightarrow \quad A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{25 \times 20 \times 0.4}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend dès $\emptyset 10$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

- **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 32} = 0.0042 a \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{cv} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{cv} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{300} = 0.11 \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_u} = \frac{20.23}{269.8} = 0.074 \quad \text{cv} \end{array} \right.$$

Tel que : M_t : Moment en travée.

M_u : Moment isostatique.

a) Vérification cisaillement béton

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{53.97 \times 10}{25 \times 32} = 0,67 < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification appuis**

I.1. Béton

$$V_u < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad \text{avec} \quad a = 0,9 \times d = (0.9) \times (32) = 28.8 \text{ cm}.$$

$$V_{u \max} = 53.97 \text{ kN}.$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 25 \times 28.8 \times 10 = 48000 \text{ kN}.$$

$$V_u = 53.97 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 40500 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification les armatures longitudinales

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e} A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 53.97 \text{ kN.m}$$

$$A_s \geq \frac{1.15 \times 53.97 \times 10}{400} = 1.55 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

c) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec} : \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.09 \text{ mm}.$$

$\tau_{se} = \frac{53.97 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.09} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, pas de risque d'entraînement des barres.

Conclusion

Après tout vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armateur principal : **3HA12 = 3.39 cm²**

Armateur transversal un cadre $\varnothing 8$ et un étrier $\varnothing 8$.

Schéma de ferrailage

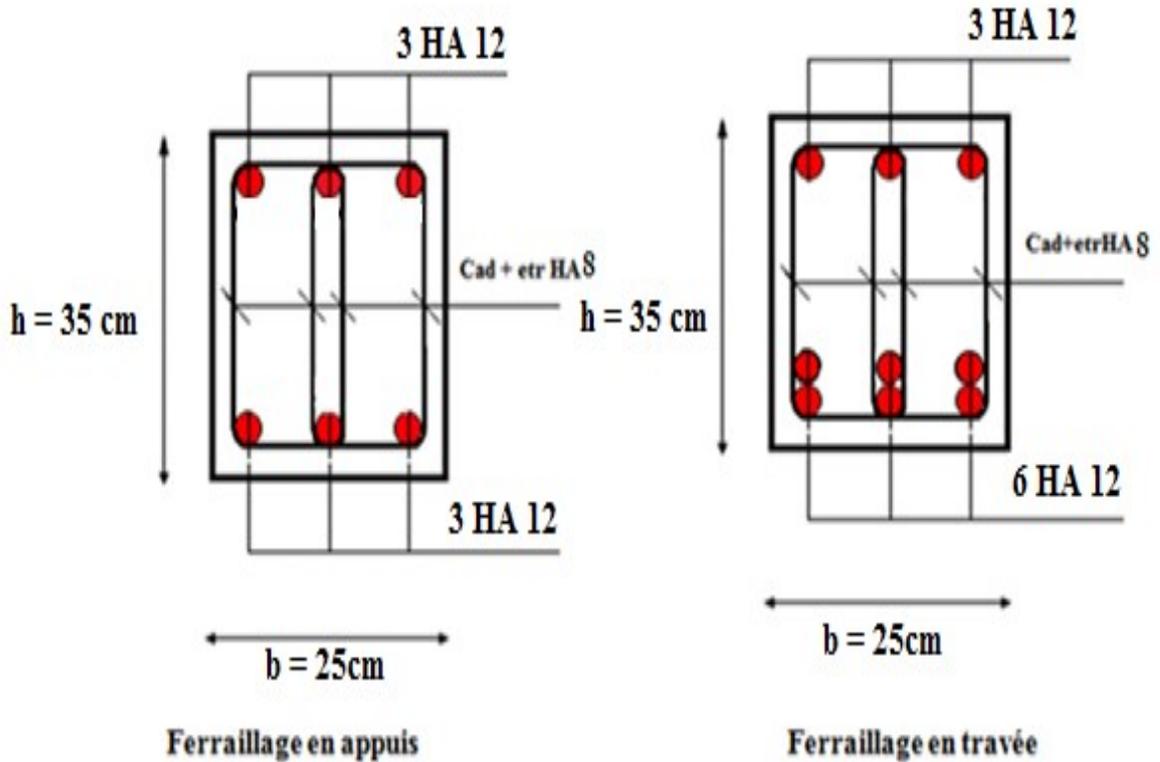


Figure III.21 Schéma de ferrailage de la poutre palière



Chapitre IV
Etude au vent

IV.1 Introduction

Les effets du vent sur les ouvrages se manifestent essentiellement par des variations de pression par rapport à la pression atmosphérique normale, à savoir des surpressions sur les faces exposées au vent et par dépressions ou succions sur les faces situées à l'abri du vent.

Sur l'ensemble du bâtiment les actions du vent admettent une résultante géométrique \mathbf{R} définie comme suit : $\vec{R} = \vec{R}_x + \vec{R}_y + \vec{R}_z$.

IV.2 Etude au vent selon le règlement neige et vent (RNV 99)

IV.2.1 Schématisation

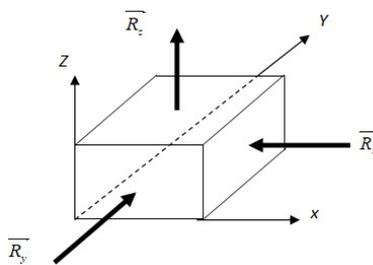


Figure IV. 1 Schématisation de l'action de vent

IV.2.2 Facteurs de site

Tableau IV.1 Données relatives au site

Zone I	$q_{ref} = 375(N/m^2)$
Coefficient de topographie	Site plat $\rightarrow C_t(Z)=1$
Catégorie de terrain	En bord de mer \rightarrow Catégorie I
Facteur de terrain	$K_T = 0,17$
Paramètre de rugosité	$Z_0 = 0,01$ m
Hauteur minimale	$Z_{min} = 2$ m
Coefficient «ϵ»	0,11

IV.2.3 Détermination du coefficient dynamique C_d

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la Fig.3.1 (RNV99 Ch3.Art 2)

- Vent perpendiculaire à $b = 12 \text{ m} \rightarrow C_d = 0,924 < 1,20$.
- Vent perpendiculaire à $b = 31,0 \text{ m} \rightarrow C_d = 0,946 < 1,20$.

Remarque : La structure est donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques

IV.2.4 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

La structure à une hauteur totale $> 10 \text{ m}$. Il y a donc lieu de subdiviser le maître-couple. On calculera donc la pression dynamique :

- à mi hauteur de chaque étage pour ce qui concerne les parois verticales,
- à la hauteur totale $h = 70,40 \text{ m}$ pour ce qui concerne la toiture.

Pour une structure permanente la pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface j est donné par la formule :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

- q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanente ;
- $C_e(Z_j)$: Coefficient d'exposition au vent.

$$- C_e(Z_j) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

$$- C_r(Z) = K_T \times Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad C_t(Z) = 1$$

Tableau IV.2 Valeurs des pressions dynamiques

Z(m)	$C_i(Z)$	$C_r(Z)$	K_T	$C_e(Z)$	q_{ref} (N/m ²)	q_{dyn} (N/m ²)
3.06	1	0.973	0.17	2.104	375	789
6.12	1	1.09	0.17	2.485	375	931.875
9.18	1	1.160	0.17	2.726	375	1022.25
12.24	1	1.209	0.17	2.900	375	1087.5
15.3	1	1.247	0.17	3.039	375	1139.625
18.36	1	1.278	0.17	3.154	375	1182.75
21.42	1	1.304	0.17	3.252	375	1219.5
24.48	1	1.326	0.17	3.336	375	1251
27.54	1	1.346	0.17	3.413	375	1279.875
30.6	1	1.364	0.17	3.484	375	1306.5
33.66	1	1.381	0.17	3.550	375	1331.25
36.72	1	1.395	0.17	3.606	375	1352.25
39.78	1	1.409	0.17	3.662	375	1373.25
42.84	1	1.422	0.17	3.714	375	1392.75
45.9	1	1.433	0.17	3.759	375	1409.625
48.96	1	1.444	0.17	3.803	375	1426.125
52.02	1	1.455	0.17	3.848	375	1443
55.08	1	1.464	0.17	3.885	375	1456.875
58.14	1	1.473	0.17	3.922	375	1470.75
61.2	1	1.482	0.17	3.960	375	1485
64.26	1	1.490	0.17	3.993	375	1497.375

IV.2.5 Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe}

a. Parois verticales

a.1 Niveau courant

1^{er} Cas : Vent \perp à $b = 12$ m

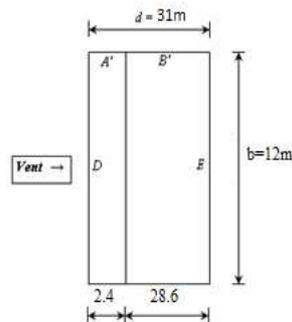


Tableau IV.3 Valeurs des pressions extérieures pour un Parois verticales

Zones	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	0.8	-0.3

2^{ème} Cas : Vent \perp à $b = 12$ m

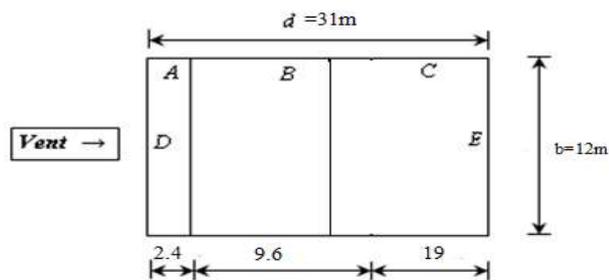


Tableau IV.4 Valeurs des pressions extérieures pour un Parois verticales

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

a.2 Niveau Toiture

1^{er} Cas : Vent \perp à $b = 12 \text{ m}$

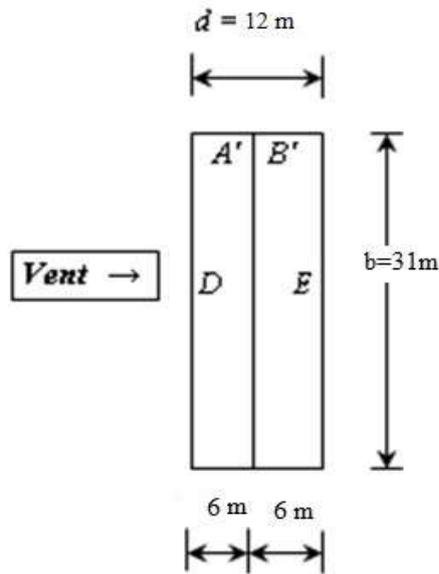


Tableau IV.5 Valeurs des pressions extérieures pour un Parois verticales

Zones	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	0.8	-0.3

2^{émé} Cas : Vent \perp à $b = 64 \text{ m}$

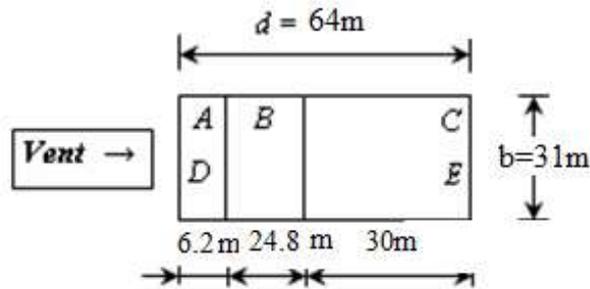
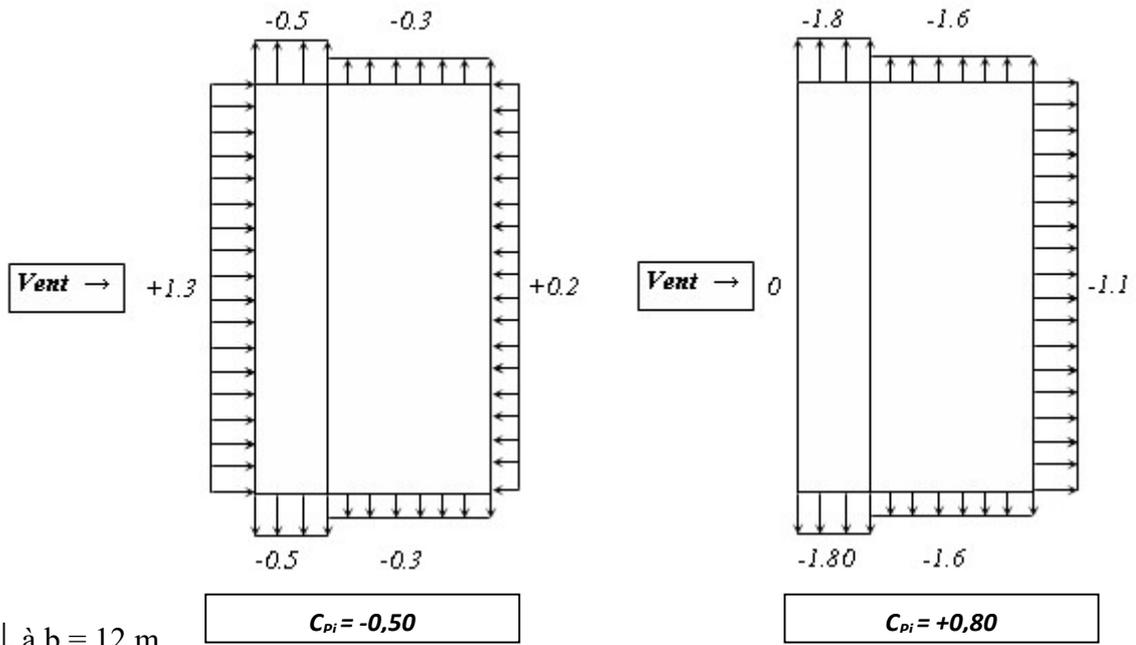


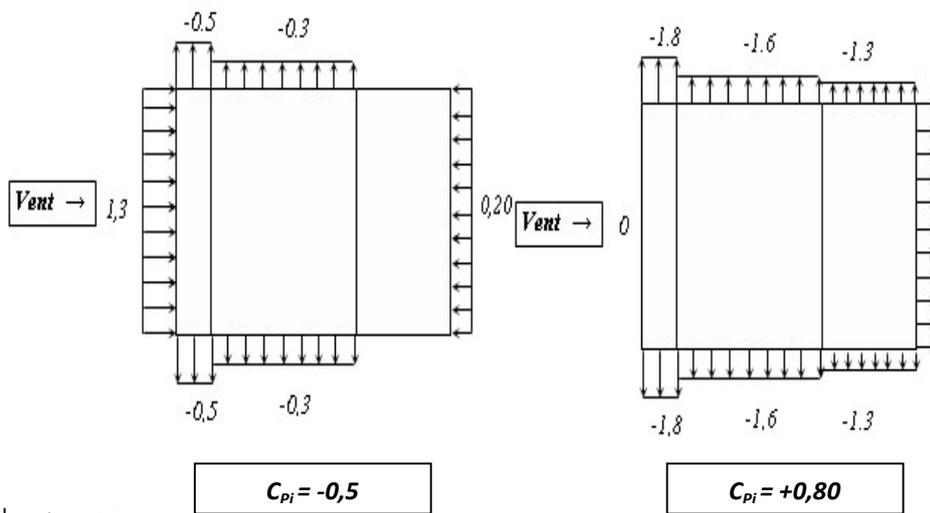
Tableau IV.6 Valeurs des pressions extérieures pour un Parois verticales

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

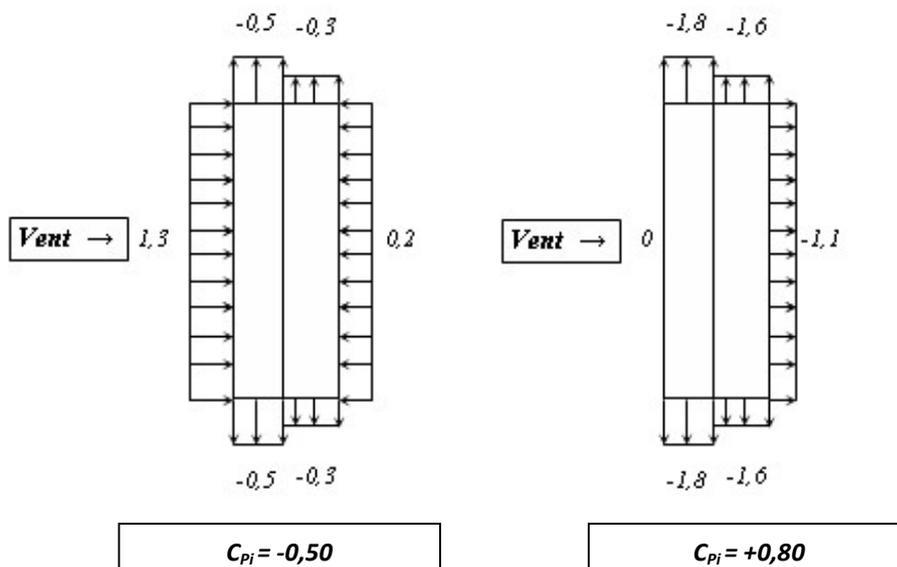
3^{ème} Cas : Vent \perp à b = 31 m



CXS \perp à b = 12 m



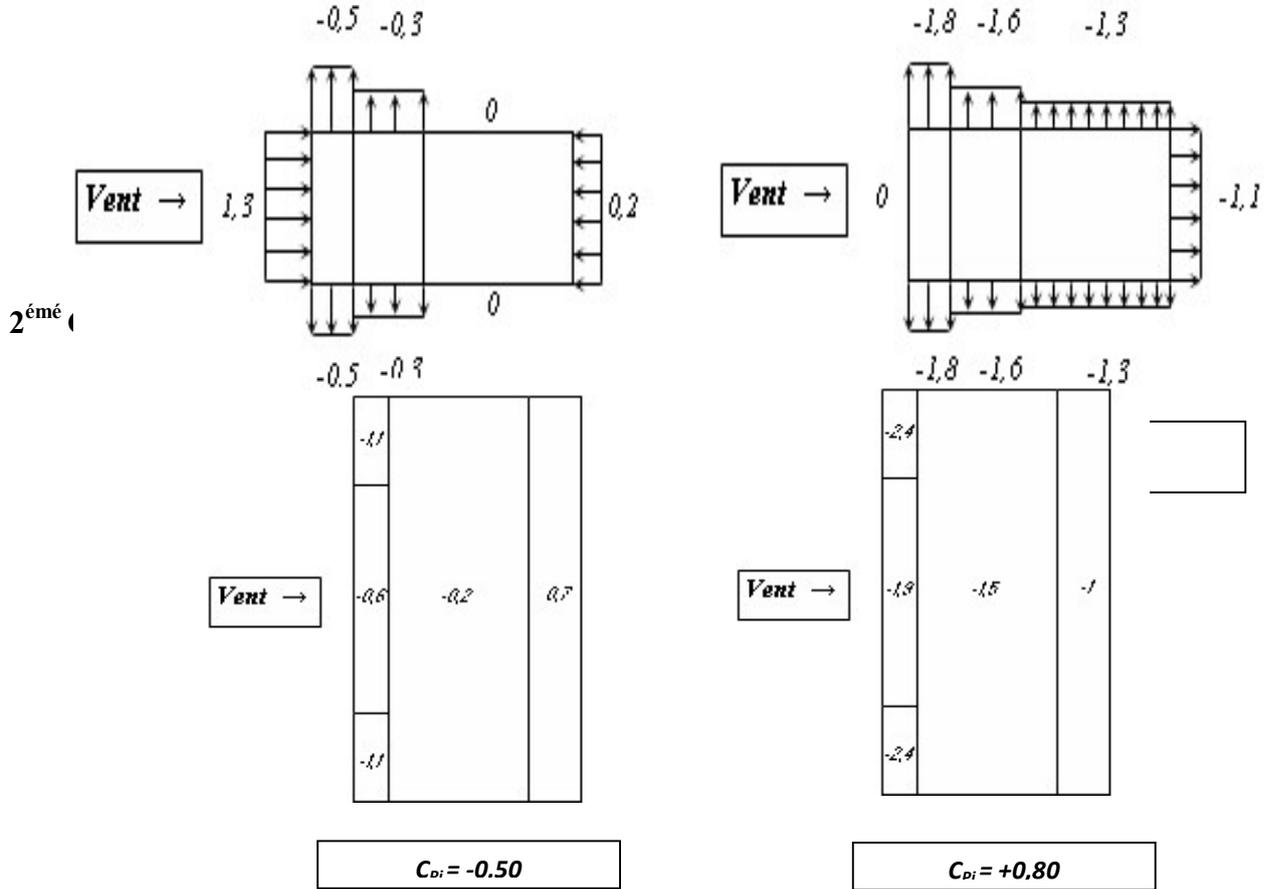
2^{ème} Cas : Vent \perp à b = 12 m



b. Toiture plate

b.1 Toiture plate Niv + 64,24m

1^{er} Cas : Vent \perp à b = 12m



3^{ème} Cas : En bas de la discontinuité

Zone	C _{pe}	C _{pi}	C _p	C _{pe}	C _{pi}	C _p
P	-0.6	-0.5	-0.1	-0.6	0.8	-1.4

IV.2.6 Détermination de la pression due au vent q_j

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

a. Parois verticales

1^{er} Cas : Vent \perp à $b = 31$ m

Tableau IV.7 Valeurs des pressions due au vent pour des parois verticales

Z (m)	Zone	q_{dyn} (N/m ²)	C_d	$C_{pi} = -0,5$	$C_{pi} = 0,8$
				q_j (N/m ²)	
3.06	A'	789	0.924	-364.518	-1309.74
	B'	789	0.924	-218.710	-1167.72
	D	789	0.924	947.746	0.000
	E	789	0.924	145.807	-773.22
6.12	A'	931.875	0.924	-430.526	-1546.912
	B'	931.875	0.924	-258.316	-1379.175
	D	931.875	0.924	1119.368	0.000
	E	931.875	0.924	172.210	-913.237
9.18	A'	1022.25	0.924	-472.279	-1696.935
	B'	1022.25	0.924	-283.368	-1512.93
	D	1022.25	0.924	1227.927	0.000
	E	1022.25	0.924	188.912	-1001.805
12.24	A'	1087.5	0.924	-502.425	-1805.25
	B'	1087.5	0.924	-301.455	-1609.5
	D	1087.5	0.924	1306.305	0.000
	E	1087.5	0.924	200.97	-1065.75
15.3	A'	1139.625	0.924	-526.507	-1891.777
	B'	1139.625	0.924	-315.904	-1686.645
	D	1139.625	0.924	1368.917	0.000
	E	1139.625	0.924	210.603	-1116.832

18.36	A'	1182.75	0.924	-546.430	-1963.365
	B'	1182.75	0.924	-327.858	-1750.47
	D	1182.75	0.924	1420.719	0.000
	E	1182.75	0.924	218.572	-1159.095
21.42	A'	1219.5	0.924	-563.409	-2024.37
	B'	1219.5	0.924	-338.045	-1804.86
	D	1219.5	0.924	1464.863	0.000
	E	1219.5	0.924	225.364	-1195.11
24.48	A'	1251	0.924	-577.962	-2076.66
	B'	1251	0.924	-346.777	-1851.48
	D	1251	0.924	1502.701	0.000
	E	1251	0.924	231.185	-1225.98
27.54	A'	1279.875	0.924	-591.302	-2124.592
	B'	1279.875	0.924	-354.781	-1894.215
	D	1279.875	0.924	1537.386	0.000
	E	1279.875	0.924	236.521	-1254.277
30.6	A'	1306.5	0.924	-603.603	-2168.79
	B'	1306.5	0.924	-3621.618	-1933.62
	D	1306.5	0.924	1569.368	0.000
	E	1306.5	0.924	241.441	-1280.37
33.66	A'	1331.25	0.924	-615.037	-2209.875
	B'	1331.25	0.924	-369.022	-1970.25
	D	1331.25	0.924	1599.097	0.000
	E	1331.25	0.924	246.015	-1304.625

36.72	A'	1352.25	0.924	-624.739	-2244.735
	B'	1352.25	0.924	-374.844	-2001.33
	D	1352.25	0.924	1624.323	0.000
	E	1352.25	0.924	249.896	-1325.205
39.78	A'	1373.25	0.924	-634.441	-2279.595
	B'	1373.25	0.924	-380.665	-2032.41
	D	1373.25	0.924	1649.548	0.000
	E	1373.25	0.924	253.777	-1345.785
42.84	A'	1392.75	0.924	-643.450	-2311.965
	B'	1392.75	0.924	-386.070	-2061.27
	D	1392.75	0.924	1672.971	0.000
	E	1392.75	0.924	257.380	-1364.895
45.9	A'	1409.625	0.924	-651.247	-2339.977
	B'	1409.625	0.924	-390.748	-2086.245
	D	1409.625	0.924	1693.241	0.000
	E	1409.625	0.924	260.499	-1381.432
48.96	A'	1426.125	0.924	-658.870	-2367.367
	B'	1426.125	0.924	-385.323	-2110.665
	D	1426.125	0.924	1713.061	0.000
	E	1426.125	0.924	263.548	-1397.602
52.02	A'	1443	0.924	-666.666	-2395.38
	B'	1443	0.924	-399.999	-2135.64
	D	1443	0.924	1733.332	0.000
	E	1443	0.924	266.666	-1414.14

55.08	A'	1456.875	0.924	-673.076	-2418.412
	B'	1456.875	0.924	-403.846	-2156.175
	D	1456.875	0.924	1749.998	0.000
	E	1456.875	0.924	269.230	-1427.737
58.14	A'	1470.75	0.924	679.486	-2441.445
	B'	1470.75	0.924	407.692	-2176.71
	D	1470.75	0.924	1766.665	-0.000
	E	1470.75	0.924	271.795	-1441.335
61.2	A'	1485	0.924	686.07	-2465.1
	B'	1485	0.924	411.642	-2197.8
	D	1485	0.924	1783.728	0.000
	E	1485	0.924	274.428	-1455.3
64.26	A'	1497.375	0.924	691.787	-2485.642
	B'	1497.375	0.924	415.072	-2216.115
	D	1497.375	0.924	1798.647	0.000
	E	1497.375	0.924	276.715	-1467.427

2^{ème} Cas : Vent \perp à $b = 31$ m

Tableau IV.8 Valeurs des pressions due au vent pour des parois verticales

Z (m)	Zone	q_{dyn} (N/m ²)	C_d	$C_{pi} = -0,5$	$C_{pi} = 0,8$
				q_j (N/m ²)	
3.06	A	789	0.946	-373.197	-1343.509
	B	789	0.946	-223.918	-1194.230
	C	789	0.946	0.000	-970.312
	D	789	0.946	970.3124	0.000
	E	789	0.946	149.279	-821.033

6.12	A	931.875	0.946	-440.777	-1586.797
	B	931.875	0.946	-264.466	-1410.468
	C	931.875	0.946	0.000	-1146.020
	D	931.875	0.946	1146.020	0.000
	E	931.875	0.946	176.311	-969.709
9.18	A	1022.25	0.946	-483.524	-1740.687
	B	1022.25	0.946	-290.114	-1547.278
	C	1022.25	0.946	0.000	-1257.163
	D	1022.25	0.946	1022.25	0.000
	E	1022.25	0.946	193.410	-1063.753
12.24	A	1087.5	0.946	-514.387	-1851.795
	B	1087.5	0.946	-308.632	-1646.04
	C	1087.5	0.946	0.000	-1337.407
	D	1087.5	0.946	1337.407	0.000
	E	1087.5	0.946	205.755	-1131.652
15.3	A	1139.625	0.946	-539.042	-1940.553
	B	1139.625	0.946	-323.425	-1724.936
	C	1139.625	0.946	0.000	-1401.511
	D	1139.625	0.946	1401.511	0.000
	E	1139.625	0.946	215.617	-1185.894
18.36	A	1182.75	0.946	-559.441	-2013.987
	B	1182.75	0.946	-335.664	-1790.210
	C	1182.75	0.946	0.000	-1454.546
	D	1182.75	0.946	1454.546	0.000
	E	1182.75	0.946	223.776	-1230.770

21.42	A	1219.5	0.946	-576.823	-2076.565
	B	1219.5	0.946	-346.094	-1845.835
	C	1219.5	0.946	0.000	-1499.741
	D	1219.5	0.946	1499.741	0.000
	E	1219.5	0.946	230.729	-1269.012
24.48	A	1251	0.946	-591.723	-2130.203
	B	1251	0.946	-355.034	-1893.514
	C	1251	0.946	0.000	-1538.480
	D	1251	0.946	1538.480	0.000
	E	1251	0.946	236.689	-1301.791
27.54	A	1279.875	0.946	-605.381	-2179.371
	B	1279.875	0.946	-363.228	-1937.219
	C	1279.875	0.946	0.000	-1573.990
	D	1279.875	0.946	1573.990	0.000
	E	1279.875	0.946	242.152	-1331.838
30.6	A	1306.5	0.946	-617.974	-2224.708
	B	1306.5	0.946	-370.7854	-1977.518
	C	1306.5	0.946	0.000	-1606.734
	D	1306.5	0.946	1662.997	0.000
	E	1306.5	0.946	255.846	-1359.544
33.66	A	1331.25	0.946	-629.681	-2266.852
	B	1331.25	0.946	-377.809	-2014.98
	C	1331.25	0.946	0.000	-1637.171
	D	1331.25	0.946	1637.171	0.000
	E	1331.25	0.946	251.872	-1385.299

36.72	A	1352.25	0.946	-639.614	-2302.611
	B	1352.25	0.946	-383.768	-2046.766
	C	1352.25	0.946	0.000	-1662.997
	D	1352.25	0.946	1662.997	0.000
	E	1352.25	0.946	255.846	-1407.151
39.78	A	1373.25	0.946	-649.547	-2338.370
	B	1373.25	0.946	-389.728	-2078.551
	C	1373.25	0.946	0.000	-1688.823
	D	1373.25	0.946	1688.823	0.000
	E	1373.25	0.946	259.819	-1429.004
42.84	A	1392.75	0.946	-658.771	-2371.575
	B	1392.75	0.946	-395.262	-2108.066
	C	1392.75	0.946	0.000	-1712.804
	D	1392.75	0.946	1712.804	0.000
	E	1392.75	0.946	263.508	-1449.296
45.9	A	1409.625	0.946	-666.753	-2400.309
	B	1409.625	0.946	-400.051	-2133.608
	C	1409.625	0.946	0.000	-1733.557
	D	1409.625	0.946	1733.557	0.000
	E	1409.625	0.946	266.701	-1466.856
48.96	A	1426.125	0.946	-674.557	-2428.406
	B	1426.125	0.946	-404.734	-2158.583
	C	1426.125	0.946	0.000	-1753.848
	D	1426.125	0.946	1753.848	0.000
	E	1426.125	0.946	269.823	-1484.026

52.02	A	1443	0.946	-682.539	-2457.140
	B	1443	0.946	-409.523	-2184.125
	C	1443	0.946	0.000	-1774.601
	D	1443	0.946	1774.601	0.000
	E	1443	0.946	273.016	-1501.586
55.08	A	1456.875	0.946	-689.102	-2480.767
	B	1456.875	0.946	-413.461	-2205.126
	C	1456.875	0.946	0.000	-1791.665
	D	1456.875	0.946	1791.665	0.000
	E	1456.875	0.946	275.641	-1516.024
58.14	A	1470.75	0.946	-695.665	-2504.393
	B	1470.75	0.946	-417.398	-2226.127
	C	1470.75	0.946	0.000	-1808.728
	D	1470.75	0.946	1808.728	0.000
	E	1470.75	0.946	278.266	-1530.462
61.2	A	1485	0.946	-702.405	-2528.658
	B	1485	0.946	-412.443	-2247.696
	C	1485	0.946	0.000	-1826.253
	D	1485	0.946	1826.253	0.000
	E	1485	0.946	280.962	-1545.291
64.26	A	1497.375	0.946	-708.258	-2549.730
	B	1497.375	0.946	-424.955	-2266.427
	C	1497.375	0.946	0.000	-1841.472
	D	1497.375	0.946	1841.472	0.000
	E	1497.375	0.946	283.303	-1558.168

b. Toiture plate

1^{er} Cas : Vent \perp à $b = 47,50$ m

Tableau IV.9 Valeurs des pressions due eu vent pour une toiture plate

Z (m)	Zone	q_{dyn} (N/m ²)	C_d	$C_{\text{pi}} = -0,5$	$C_{\text{pi}} = 0,8$
				q_j (N/m ²)	
64.4	F	1485	0.924	-702.405	-3350.938
	G	1485	0.924	-	-2652.826
	H	1485	0.924	-279.245	-2094.336
	I	1485	0.924	977.357	-1396.224

IV.2.7 Calcul des forces de frottement F_{fr}

Les constructions pour les quelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles

pour les quelles soit $\frac{d}{b} \geq 3$, soit $\frac{d}{h} \geq 3$.

$$1^{\text{er}} \text{ Cas : Vent } \perp \text{ à } b = 12 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{12}{31} = 0,387 < 3 \\ \frac{b}{h} = \frac{31}{64,26} = 0,482 < 3 \end{cases} \rightarrow F_{fr} = 0$$

$$2^{\text{ème}} \text{ Cas : Vent } \perp \text{ à } b = 31 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{31}{12} = 2,583 < 3 \\ \frac{b}{h} = \frac{12}{64,26} = 0,187 < 3 \end{cases} \rightarrow F_{fr} = 0$$

IV.2.8 Force résultante

La force résultante R est donnée par : $R = \sum (q_j \times S_j)$

a. Parois verticales

1^{er} Cas : Vent \perp à b = 12 m

Tableau IV.10 Valeurs de la force résultante pour des parois verticales

Z (m)	Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	Ry (t)
3.06	D	0.000	36.72	0.000
	E	-773.22	36.72	-2.839
6.12	D	0.000	73.44	0.000
	E	-913.237	73.44	-6.707
9.18	D	0.000	110.16	0.000
	E	-1001.805	110.16	-11.036
12.24	D	0.000	146.88	0.000
	E	-1065.75	146.88	-15.654
15.3	D	0.000	183.6	0.000
	E	-1116.832	183.6	-20.505
18.36	D	0.000	220.32	0.000
	E	-1159.095	220.32	-25.537
21.42	D	0.000	257.04	0.000
	E	-1195.11	257.04	-30.719
24.48	D	0.000	293.76	0.000
	E	-1225.98	293.76	-36.014
27.54	D	0.000	330.48	0.000
	E	-1254.277	330.48	-41.451
30.6	D	0.000	367.2	0.000
	E	-1280.37	367.2	-47.015
33.66	D	0.000	403.92	0.000
	E	-1304.625	403.92	-52.696

36.72	D	0.000	440.64	0.000
	E	-1325.205	440.64	-58.394
39.78	D	0.000	477.36	0.000
	E	-1345.785	477.36	-64.242
42.84	D	0.000	514.08	0.000
	E	-1364.895	514.08	-70.166
45.9	D	0.000	550.8	0.000
	E	-1381.432	550.8	-76.089
48.96	D	0.000	587.52	0.000
	E	-1397.602	587.52	-82.112
52.02	D	0.000	624.24	0.000
	E	-1414.14	624.24	-88.276
55.08	D	0.000	660.96	0.000
	E	-1427.737	660.96	-94.368
58.14	D	0.000	697.68	0.000
	E	-1441.335	697.68	-100.559
61.2	D	0.000	734.4	0.000
	E	-1455.3	734.4	-106.877
64.26	D	0.000	771.12	0.000
	E	-1467.427	771.12	-113.156
				Ry = - 1144.714 t

2^{ème} Cas : Vent \perp à b = 31 m

Tableau IV.11 Valeurs des forces résultantes pour des parois verticales

Z (m)	Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	Rx (t)
3.06	0.000	69.750	0.000	0.000
	-821.033	69.750	94.86	-821.033
6.12	0.000	134.850	0.000	0.000
	-969.709	134.850	189.72	-969.709
9.18	0.000	125.550	0.000	0.000
	-1063.753	125.550	-284.58	-1063.753
12.24	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1131.652	120.900	-379.44	-1131.652
15.3	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1185.894	120.900	474.3	-1185.894
18.36	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1230.770	120.900	569.16	-1230.770
21.42	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1269.012	120.900	664.02	-1269.012
24.48	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1301.791	120.900	758.88	-1301.791
27.54	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1331.838	120.900	853.74	-1331.838
30.6	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1359.544	120.900	948.6	-1359.544
33.66	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1385.299	120.900	1043.46	-1385.299
36.72	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1470.151	120.900	1138.32	-1470.151

39.78	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1429.004	120.900	1233.18	-1429.004
42.84	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1449.296	120.900	1328.04	-1449.296
45.9	0.000	120.900	0.000	0.000
	-1466.856	120.900	1422.9	-1466.856
48.96	0.000	137.950	0.000	0.000
	-1484.026	137.950	1517.76	-1484.026
52.02	0.000	74.800	0.000	0.000
	-1501.586	74.800	1612.62	-1501.586
55.08	0.000	40.800	0.000	0.000
	-1516.024	40.800	1707.48	-1516.024
58.14	0.000	34.17	0.000	0.000
	-1530.462	34.17	1802.34	-1530.462
61.2	0.000	29.41	0.000	0.000
	-1545.291	29.41	1897.2	-1545.291
64.26	0.000	20.11	0.000	0.000
	-1558.168	20.11	1992.06	-1558.168
				Rx = - 272.70 t

b. Toiture plate

1^{er} Cas : Vent \perp à b = 47,50 m

Tableau IV.12 Valeurs de la force résultante pour une toiture plate

Z (m)	Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	Rz (t)
64.4	F	-3350.938	112.8	-37.799
	G	-2652.826	112.86	-29.940
	H	-2094.336	1021.25	-213.884
	I	-1396.224	344.375	-48.082
70.4	F	-3376.763	49.928	-16.860
	G	-2673.271	49.928	-13.347
	H	-2110.477	329.904	-69.625
				Rz = - 429.537 t

2^{ème} Cas : Vent \perp à b = 31 m

Tableau IV.13 Valeurs de la force résultante pour une toiture plate

Z (m)	Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	Rz (t)
64.4	F	-3350.938	48.05	-16.101
	G	-2652.826	48.05	-12.747
	H	-2094.336	384.4	-80.506
	I	-1396.224	992	-138.505
70.4	F	-3376.763	9.248	-3.123
	G	-2673.271	9.248	-2.472
	H	-2110.477	73.984	-15.614
	I	-1406.985	337.28	-47.455
				Rz = - 316.524 t

IV.3 Conclusion

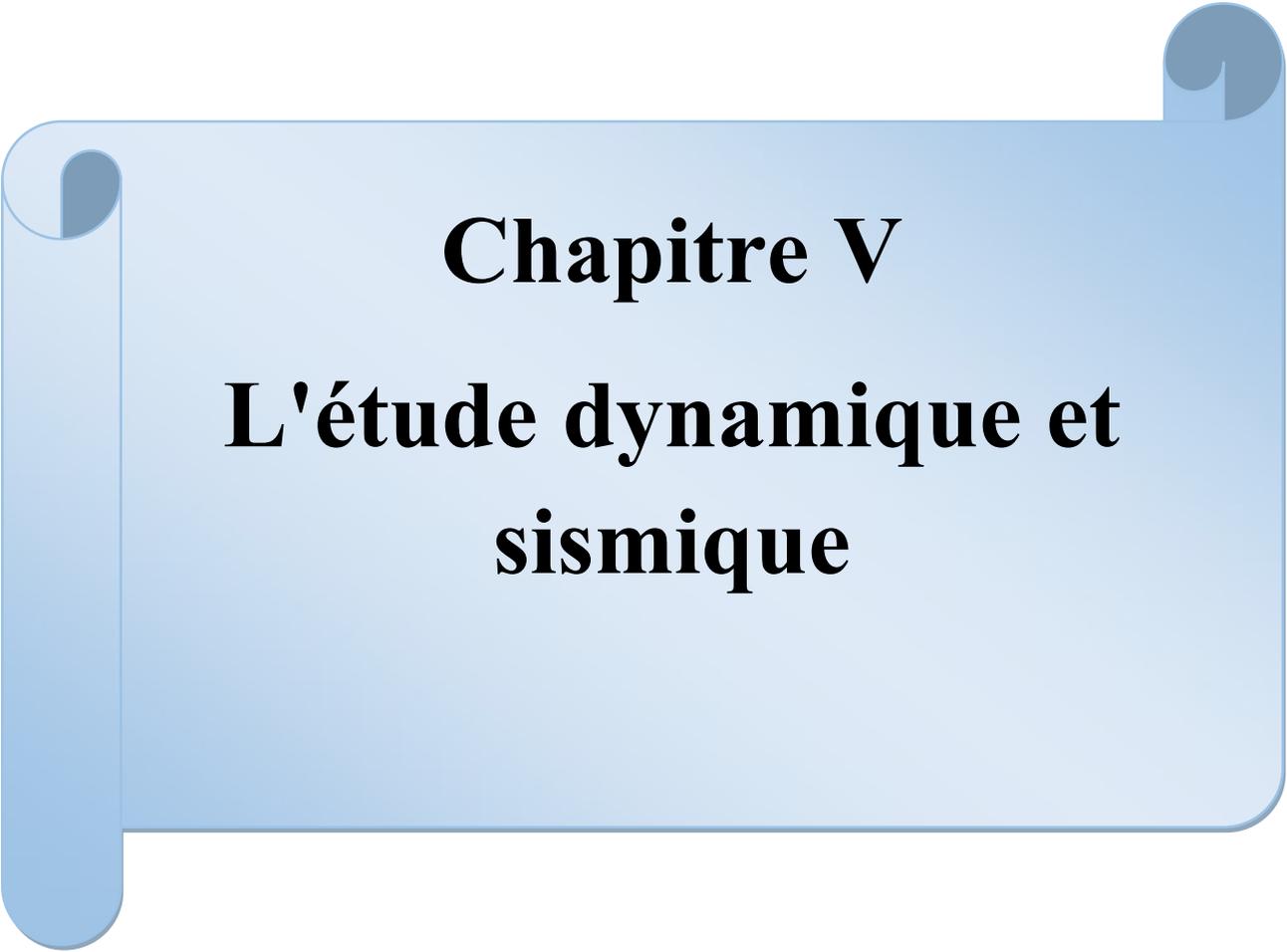
Tableau IV.14 Action du vent suivant (X) et (Y)

Direction horizontale	Action du vent R (t)	Action sismique V (t)
S. long (x)	272,7	4605,768
S. transe (y)	422,204	3647.316

Tableau IV.15 Action du vent suivant (Z)

	Action du vent R_z (t)	Poids de la structure W (t)
Direction verticale (z)	429,537	28562,785

- La force résultante R_z suivant la direction du vent verticale ascendant est négligeable devant le poids de la structure, donc il n'y a pas risque de soulèvement.



Chapitre V
L'étude dynamique et
sismique

V.1 Objectif De L'étude Dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2 Présentation du Logiciel de calcul etabs

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation.
- Les déplacements.

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

V.3 Modélisation de la structure

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période

et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

V.3.1 Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- Visualisation et interprétation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).

V.3.2 Proposition de la structure

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de deux structures cela afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à déterminer les périodes propres des différentes structures aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **RPA99V2003**

a) Structure mixte.

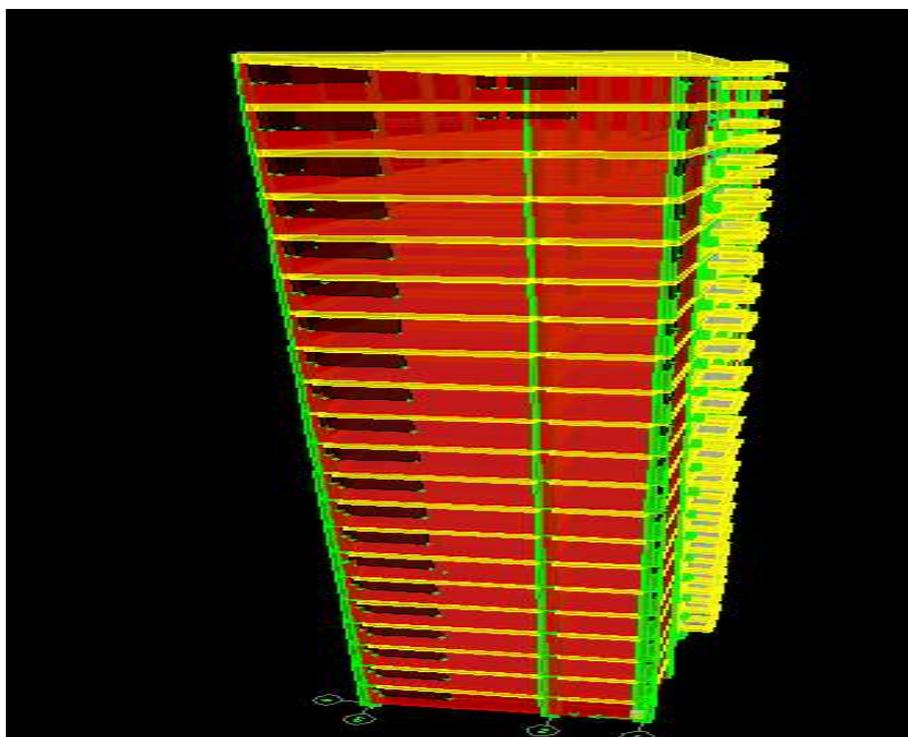
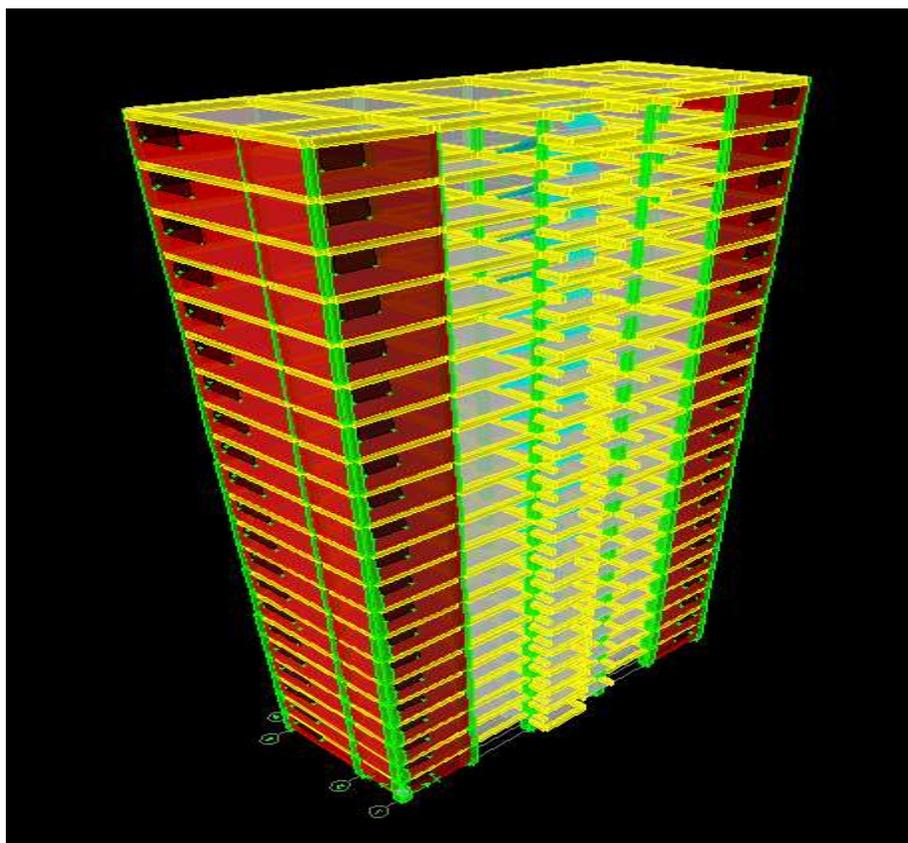


Figure V.1 Modélisation de la structure entièrement voiles (Vue en 3D)

V.3.3 Caractéristiques géométriques de la structure

a) 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 :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i , Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

b) Centre de rigidité

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

c) Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

Sens X : $e_{acc(x)} = 0,05 \cdot 31 = 1,55\text{m}$

Sens Y : $e_{acc(y)} = 0.05 \cdot 12 = 0.6\text{m}$

V.3.4 Calcul de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 64.26\text{m}$$

- C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

Pour un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé:

Tab4.6 (RPA99)

$$D'où : C_T = 0.05$$

$$Donc : T = 0,05 \times (64.26)^{3/4} = 1.1348 \text{ sec}$$

$$T = 1.1348 \text{ sec}$$

N.B : on remarque que la même période fondamentale pour les deux structures.

Nombre de modes à considérer

- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

V.4 Etude de la structure mixte poteaux -voiles

La variante que nous avons analysée est une structure mixte (poteaux, voiles de contreventement **20cm**), disposées selon le schéma montré dans la figure ci-dessous.

- ✓ **Caractéristique massique**

Tableau V.1 Caractéristique massique de la structure mixte poteaux voiles

Story	Masse (ton)	XCM	YCM	XCR	YCR	ex(M)	ey(m)
STORY1	552.4512	14.035	9.134	14.225	8.787	0.19	-0.347
STORY2	547.3009	14.095	9.125	14.225	8.734	0.13	-0.391
STORY3	538.71	14.093	9.124	14.225	8.74	0.132	-0.384

STORY4	531.1975	14.091	9.123	14.225	8.746	0.134	-0.377
STORY5	523.4257	14.089	9.122	14.225	8.75	0.136	-0.372
STORY6	516.7323	14.087	9.121	14.225	8.754	0.138	-0.367
STORY7	509.7796	14.085	9.12	14.225	8.758	0.14	-0.362
STORY8	503.9053	14.084	9.119	14.225	8.762	0.141	-0.357
STORY9	498.9523	14.082	9.062	14.225	8.763	0.143	-0.299
STORY10	458.6016	14.225	9.059	14.225	8.757	0	-0.302
Poids (KN)	50826.1633						

✓ Caractéristique dynamique

Tableau V.2 Caractéristique dynamique de la structure mixte poteaux voiles

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.319506	63.9746	0.0018	63.9746	0.0018
2	0.91634	0.0018	64.9449	63.9764	64.9468
3	0.559555	0.025	0.0004	64.0013	64.9472
4	0.330159	18.8464	0.0003	82.8477	64.9475
5	0.223225	0.0002	21.7418	82.8479	86.6893
6	0.146408	7.3737	0	90.2216	86.6893
7	0.142474	0.055	0.0001	90.2766	86.6894
8	0.105553	0	6.1403	90.2767	92.8297
9	0.087672	3.7115	0	93.9881	92.8297
10	0.068627	0	2.692	93.9881	95.5217
11	0.068491	0.0002	0.001	93.9883	95.5227
12	0.061117	2.0421	0	96.0304	95.5227

Commentaire

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0.824$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0.65$ sec)

- La période fondamentale $T_{dyn} = 0.824$ sec
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.824$ sec $< 1.3 (0.65) = 0.845$ sec \Rightarrow condition vérifiée.

- **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modale égale à **72.92** %
- **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à **65.99** %.

Le troisième mode : C'est un mode de torsion de période avec un coefficient de participation modale égale à **0.03** % selon (x-x) et **0.004** % selon le sens (y-y)

V.4.1 Étude sismique

- **Généralité**

Les tremblements de terre présentent 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

- **Introduction**

Selon le RPA 2003 notre structure est implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet,

la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

- **Choix de la méthode de calcul :(R.P.A 2003)**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente.
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans le cas de notre bâtiment étudié on à l'irrégularité en plan, nous utiliserons **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Méthode d'analyse modale spectrale**

a) Principe

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

b) Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ \text{Cas4 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **1**.

Nous trouverons : **A = 0.15**

- **η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où **ξ(%)** est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc **ξ = 7 %**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.882 > 0.7$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99,

Dans notre cas on a un système de contreventement (mixte portiques/voiles avec interaction) en béton armé, donc d'après le tableau **R=5**

- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003

Notre structure est construite dans un site meuble (**S3**) donc **T₁ = 0.15sec, T₂ = 0.50sec**

- **Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

- ✓ Conditions minimales sur les files de contreventement → **non observée**
- ✓ La redondance en plan. → **non observée**
- ✓ La régularité en plan. → **non observée**
- ✓ La régularité en élévation → **observée**
- ✓ Contrôle de la qualité des matériaux. → **observée**
- ✓ Contrôle de la qualité de l'exécution. → **observée**

- Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 + ΣP_q**

Avec **P_q** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

À partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.15**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V**

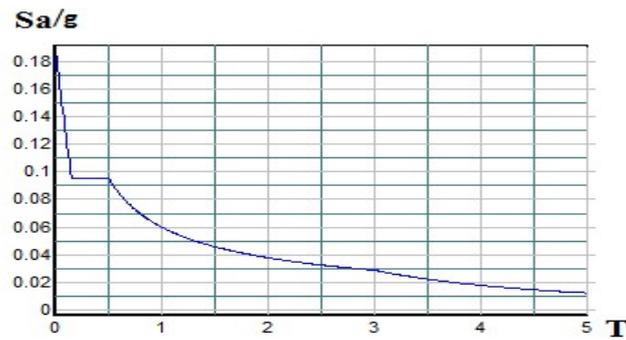


Figure V.2 Spectre de réponse (structure mixte)

c) Calcul de l'effort tranchant à la base

D'après le (RPA99/V 2003) :
$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W_i$$

Avec : V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : Coefficient de participation du mode i.

W_i : Poids total de la structure.

✓ Sens longitudinal (x-x)

Tableau V.3 L'effort tranchant à la base sens (x-x)

Mode	Période	Cas	α_i %	W_i (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	1.319506	4	63.9746	10261.0113	0.068	446.382
2	0.91634	4	0.0018	10261.0113	0.074	0.0137
3	0.559555	3	0.025	10261.0113	0.094	0.241
4	0.330159	3	18.8464	10261.0113	0.095	183.714
5	0.223225	2	0.0002	10261.0113	0.095	0.00195
6	0.146408	2	7.3737	10261.0113	0,104	78.688
7	0.142474	2	0.055	10261.0113	0.113	0.638
8	0.105553	1	0	10261.0113	0.136	0
9	0.087672	1	3.7115	10261.0113	0.14	53.317
						762.996

✓ Sens transversal (y-y)

Tableau V.4 L'effort tranchant à la base sens (y-y)

Mode	Période	Cas	α_i %	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	1.319506	4	0.0018	10261.0113	0.068	0.0125
2	0.91634	4	64.9449	10261.0113	0.074	493.136
3	0.559555	3	0.0004	10261.0113	0.094	0.00386
4	0.330159	3	0.0003	10261.0113	0.095	0.00292
5	0.223225	2	21.7418	10261.0113	0.095	211.938
6	0.146408	2	0	10261.0113	0,104	0
7	0.142474	2	0.0001	10261.0113	0.113	0.00116
8	0.105553	1	6.1403	10261.0113	0.136	85.688
9	0.087672	1	0	10261.0113	0.14	0
						790.782

d) Combinaisons des réponses modales: (Art 4.3.5 ; RPA 2003)

1- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec : } \xi_i = \xi_j = 7\%$$

2- Dans le cas où tous les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

3- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Réponses modales

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\frac{E_i}{S_i S_j}})$
1	1.319506	0.694	0,993
2	0.91634	0.611	0,993
3	0.559555	0.590	0,993
4	0.330159	0.676	0,993
5	0.223225	0.656	0,993
6	0.146408	0.973	0,993
7	0.142474	0.741	0,993
8	0.105553	0.830	0,993

Commentaire

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, donc la

réponse totale est donnée par : $E = \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$

$E_x = 2625.89 \text{ KN}$, $E_{ETABS} = 2627.59 \text{ KN}$

$E_y = 2722.62 \text{ KN}$, $E_{ETABS} = 2744.08 \text{ KN}$

V.2.1.4. Méthode statique équivalente

a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

b) Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

- D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule (4.6 R.P.A 2003), on peut également utiliser aussi la formule 4.7 R.P.A 2003

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a) - sans longitudinale : $D_x = 31m \longrightarrow T_x = 1.04 \text{ sec}$

b) - sens transversale : $D_y = 12m \longrightarrow T_y = 1.67 \text{ sec}$

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc: $T_x = \min (T, T_x) = 1.04 \text{ sec}$

$T_y = \min (T, T_y) = 1.67 \text{ sec}$

On a : $T_1 = 0.15$ sec

$T_2 = 0.50$ sec

$$0.15 < T_X < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$0.15 < T_Y < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

D'où :

$$D_X = 2,5 \cdot 0,882 \left(\frac{0,5}{1,04} \right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{0.614}$$

$$D_Y = 2,5 \cdot 0,882 \left(\frac{0,5}{1,67} \right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{0.447}$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 R.P.A2003})$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = \mathbf{0,20}$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

La masse totale calculée par ETAPS :

$W_T = 50826,1633$ ton

Conclusion :

Paramètres	A	η	Q	D_x	D_y	R	W_T (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
Valeurs	0.25	0.882	1.15	0.614	0.447	3.5	10261.0113	739. 039	3244

c) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6),

- ✓ la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V .
- ✓ si $V_t < 0.8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacements, moment) dans le rapport $0.8V / V_t$.

Ceci nous donne :

Tableau V.6 Vérification de la résultante des efforts tranchants a la base

	V_t (KN)	V (KN)	V_t / V	Observation
Sens longitudinal (x-x)	739.039	9842.7	0.075	Non Vérifier
Sens transversal (y-y)	3244	1225.6	2.64	Vérifier

Commentaire

Dans notre cas le sens (x-x) on doit calculer le rapport $0.8V / V_t = 1.16 \rightarrow$ majoré (force, moment, déplacement...) avec 16 %

Vérifications

a) Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le RPA99/2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - R.P.A 2003}).$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/2003}).$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Les résultats des déplacements inter-étage

NIV	δ_k (cm)		R	$R * \delta_k$ (cm)		Δ_k (cm)		h_k (cm)	1% h_k (cm)
	(1,16)x δ_x	δ_y		$R * \delta_x$	$R * \delta_y$	Δ_x	Δ_y		
20	10.1848	5.96	3.5	30.73	20.86	/	/	/	/
19	9.57	5.61	3.5	28.875	19.635	0.35	0.406	306	3.06
18	8.9552	5.25	3.5	27.02	18.375	0.36	0.4176	306	3.06
17	8.3288	4.89	3.5	25.13	17.115	0.36	0.4176	306	3.06
16	7.714	4.53	3.5	23.275	15.855	0.36	0.4176	306	3.06
15	7.0876	4.17	3.5	21.385	14.595	0.36	0.4176	306	3.06
14	6.4612	3.80	3.5	19.495	13.3	0.37	0.4292	306	3.06
13	5.8464	3.44	3.5	17.64	12.04	0.36	0.4176	306	3.06
12	5.2316	3.09	3.5	15.785	10.815	0.35	0.406	306	3.06
11	4.6284	2.75	3.5	13.965	9.625	0.34	0.3944	306	3.06
10	4.0484	2.41	3.5	12.215	8.435	0.34	0.3944	306	3.06
9	2.9464	2.08	3.5	8.89	7.28	0.33	0.3828	306	3.06
8	2.4360	1.48	3.5	7.35	5.18	0.6	0.696	306	3.06
7	1.9604	1.21	3.5	5.915	4.235	0.27	0.3132	306	3.06
6	1.5196	0.95	3.5	4.585	3.325	0.26	0.3016	306	3.06
5	1.1252	0.72	3.5	3.395	2.52	0.23	0.2668	306	3.06
4	0.7772	0.51	3.5	2.345	1.785	0.21	0.2436	306	3.06
3	0.4872	0.34	3.5	1.47	1.19	0.17	0.1972	306	3.06
2	0.2552	0.19	3.5	0.77	0.665	0.15	0.174	306	3.06
1	0.0812	0.07	3.5	0.245	0.245	0.12	0.1392	306	3.06
Base	0.0928	0.00	3.5	0.28	0.00	0.07	0.074812	306	3.06

Commentaire

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow \Delta_k < 1\% h_k$

b) Vérification de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le RPA99/2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la

condition suivantes est vérifié : $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.6.RPA99/2003).

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K ".

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Tableau V.8 Vérification de l'effet P- Δ

Niv	$h_k(\text{cm})$	$p_k(\text{KN})$	$(1.16) \times V_x(\text{KN})$	$V_y(\text{KN})$	$\Delta_x(\text{m})$	$\Delta_y(\text{m})$	θ_x	θ_y
20	306	427.9492	13145.932	1429.79	0.0878	0.0596	0.016	0.025
19	306	890.3568	2834.2976	2750.29	0.0825	0.0561	0.023	0.03
18	306	1354.9972	3814.9732	3853.56	0.0772	0.0525	0.029	0.033
17	306	1821.6458	4597.2076	4768.56	0.0718	0.0489	0.034	0.036
16	306	2290.9272	4597.2076	5545.44	0.0665	0.0453	0.042	0.037
15	306	2762.5678	5857.362	6230.49	0.0611	0.0417	0.046	0.036
14	306	3237.1922	6367.1936	6853.9	0.0557	0.0380	0.046	0.034
13	306	3714.5269	6816.2412	7425.85	0.0504	0.0344	0.045	0.032
12	306	4195.1964	7239.8848	7951.14	0.0451	0.0309	0.04	0.031
11	306	4678.9273	7661.1156	8437.79	0.0399	0.0275	0.039	0.032
10	306	5166.3441	8084.2604	8900.75	0.0349	0.0241	0.035	0.03
9	306	5657.1732	8508.7972	9351.09	0.0254	0.0208	0.034	0.029
8	306	6152.0392	8940.5608	9790.56	0.0210	0.0148	0.031	0.027
7	306	6650.6686	9375.7696	10210.62	0.0169	0.0121	0.03	0.025
6	306	7153.686	9375.7696	10604.17	0.0131	0.0095	0.029	0.0255
5	306	7660.8178	10171.9704	10970.92	0.0097	0.0072	0.027	0.023
4	306	8161.5931	10500.9812	11308.81	0.0067	0.0051	0.025	0.022
3	306	8677.8376	10810.0864	11913.73	0.0042	0.0034	0.024	0.021
2	306	9199.2639	10810.0864	12122.47	0.0022	0.0019	0.023	0.02
1	306	9725.5067	10810.0864	12122.47	0.0007	0.0007	0.022	0.02
RDC	306	10261.0113	11417.532	12225.42	0.008	0.000	0.021	0.019

Commentaire

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

a) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:(RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$- M_{Re} = M_{F_i/o} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$- M_{stab} = M_{W/o} = W \times b$$

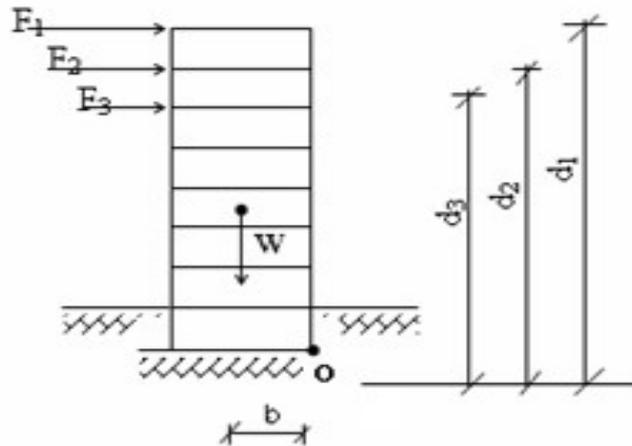


Figure V.3 Schéma isostatique des moments

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Tableau V.9 vérification d'équilibre d'ensemble

	$W_t(\text{KN})$	$b(\text{m})$	$M_s(\text{KN.m})$	$M_r(\text{KN})$	M_s/M_r
Sens longitudinal	50826.16	14.22	722747.99	(1.16)x57021.576	10.93
Sens transversal	50826.16	9.2	467600.67	54788.198	8.53

Commentaire

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

b) Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

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

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

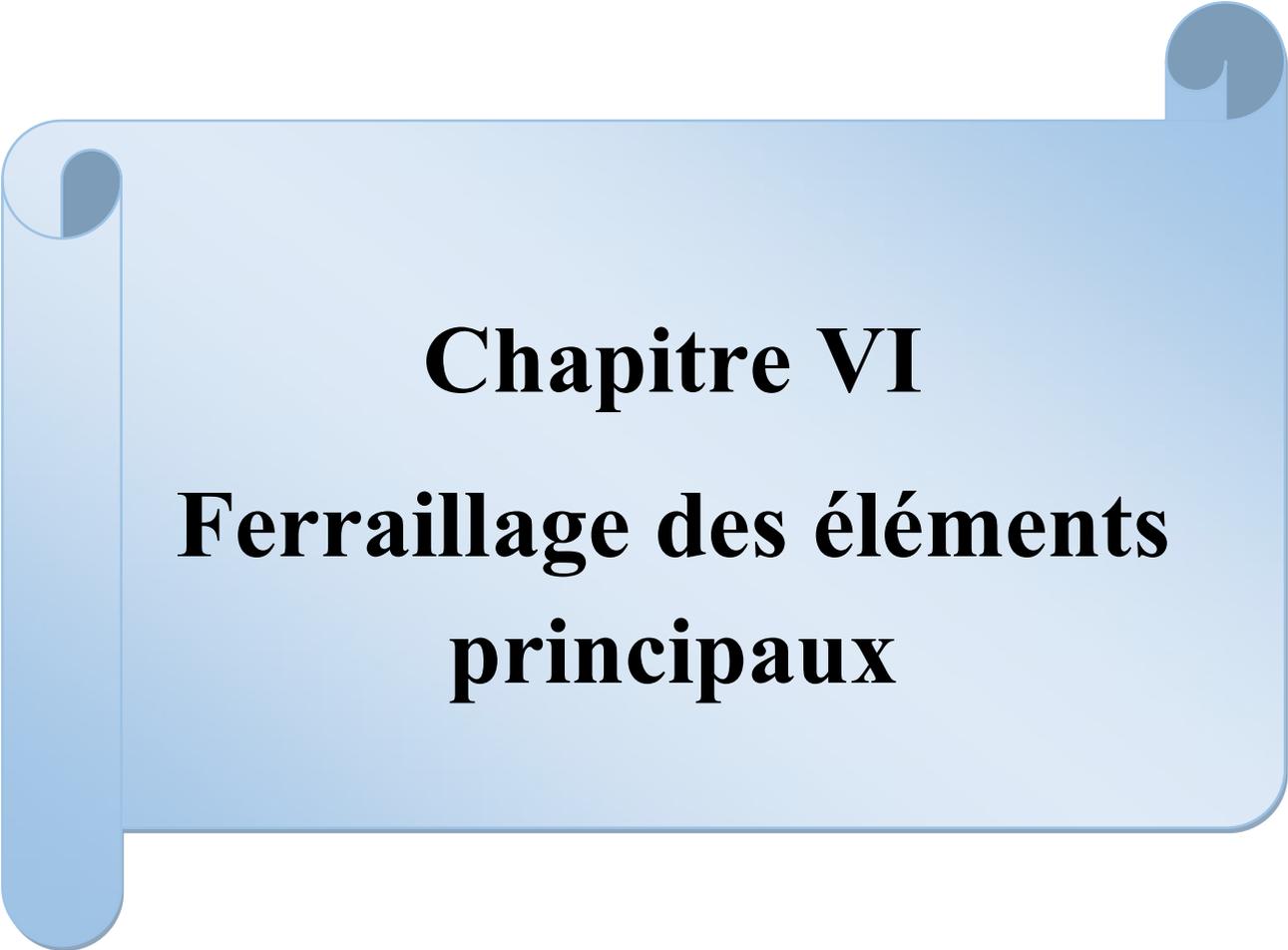
f_{c28} : résistance caractéristique du béton

Tableau V.10 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section	(1.16)×N(KN)	N_{rd}	remarque
Story10	40x40	666.9768	0.167	Vérifier
Story7	45x45	1112.44	0.22	Vérifier
Story5	50x50	1601.032	0.256	Vérifier
Story3	55x55	2110.3532	0.28	Vérifier
Story1	60x60	2370.0424	0.26	Vérifier

V.5 Etude de la structure entièrement voiles

La structure que nous avons analysée est entièrement en voiles, disposées selon le schéma montré dans la figure ci-dessous



Chapitre VI
Ferraillage des éléments
principaux

VI.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003)

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

VI.2 Ferrailage des poteaux

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 à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

✓ **Situation durable et transitoire**- **Béton**

$$\gamma_b = 1.5 f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & : \quad T \\ \theta = 0.9 & : \quad 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & : \quad T < 1\text{h} \end{array} \right.$$

- **Acier**

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

✓ **Situation accidentelle**- **Béton**

$$\gamma_b = 1.15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

$$\gamma_s = 1 \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

a) Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** (situation durable)

$$\text{ELU} \dots\dots\dots 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} \dots\dots\dots G + Q$$

- **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N_{\max} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}}$$

b) Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- **Zone1** : RDC.et 1
- **Zone2** : Du 2^{er} jusqu'au 3^{eme} étage.
- **Zone3** : Du4^{eme} jusqu'au 5^{eme} étage.
- **Zone4** : Du6^{eme} jusqu'au 7^{eme} étage.
- **Zone5** : Du8^{eme} jusqu'au 9^{eme} étage

- **Zone6** : Du10^{eme} jusqu'au 11^{eme} étag
- **Zone7** : Du12^{eme} jusqu'au 13^{eme} étag
- **Zone8** : Du14^{eme} jusqu'au 15^{eme} étag
- **Zone9** : Du15^{eme} jusqu'au 17^{eme} étag
- **Zone10** : Du18^{eme} jusqu'au 19^{eme} étag
- **Zone11** : Du20^{eme} étag

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ **Situation accidentelle**

Tableau VI.1 Ferrailage des poteaux sous combinaisons durable

Zones	N, M	Section (cm ²)	N (KN)	M3 (KN.m)	M2 (KN.m)
Zone11	N _{max} M _{corr}	30×30	-90.76	3.812	-64.475
Zone10	N _{max} M _{corr}	35×35	-132.34	-7.011	-97.908
Zone9	N _{max} M _{corr}	40×40	-337.88	-13.095	-138.763
Zone8	N _{max} M _{corr}	45×45	-663.21	-21.923	-173.371
Zone7	N _{max} M _{corr}	50×50	-1111.13	-33.713	-197.421
Zone6	N _{max} M _{corr}	55×55	-1689.39	-48.998	-208.26
Zone5	N _{max} M _{corr}	60×60	-2403.6	-68.462	-221.128
Zone4	N _{max} M _{corr}	65×65	-3262.2	-92.859	-240.341
Zone3	N _{max} M _{corr}	70×70	-4282.12	114.552	-249.512
Zone2	N _{max} M _{corr}	75×75	-5528.73	-157.951	-257.546
Zone 1	N _{max} M _{corr}	80×80	-7210.26	-261.08	-270.121

Nb : pour le choix des barres on utilise les valeurs maximales de A₃ et A₂

c) **Calcul des armatures longitudinales**

✓ **Ferrailage minimum d'après le CBA93**

Condition de non fragilité : $A_{CNF} \geq \frac{0.23bd t_{28}}{f_e}$

Recommandations du «BAEL99/V2003»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b×h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

✓ **Recommandations du RPA 99/version2003**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
- Le diamètre minimum est de 12 mm

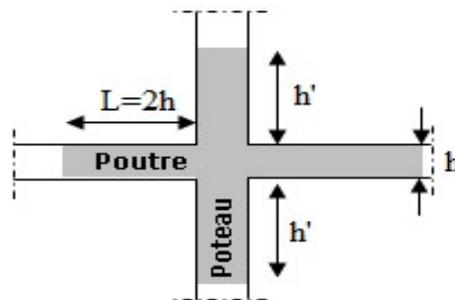


Figure VI.1 Zone nodale

VI.3 Exemple de calcul

a) Ferrailage longitudinal

✓ **Calcul des armatures à l'ELU**

Soient un poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ (Situation durable) :

$$C=C'=3\text{cm.}$$

$$L=3,06\text{m.}$$

$$f_{bu}=14,2\text{Mpa}$$

$$M_{2\max}=-64.475.\text{m}$$

$$N_{\text{corr}}=-90.76\text{KN}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = M/N = -270.121 / 7210.26 \text{KN} = 0.71 \text{ m}$$

$$e_A = e_0 + (d - h/2) = 0.71 + (0.27 - 0.3 / 2) = 0.83 \text{ m}$$

e_A : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures.

$$M_A = N \times e_A = 90.76 \times 0.83 = 75.33 \text{KN.m}$$

M_A : moment fléchissant ultime par rapport aux aciers tendus.

- Calcul des aciers en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{75.33 \cdot 10^{-3}}{0.3(0.27)^2 \cdot 14.2} = 0.242$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \quad \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$\text{Pour FeE400} \quad \Rightarrow \mu_l = 0.392 \quad (\text{tableau BAEL 91 art 2.1.3})$$

$$\mu_{bu} = 0.242 < \mu_l = 0.392 \quad \text{et} \quad \Rightarrow \text{la section est simplement armée } A' = 0$$

✓ Calcul d'armatures tendus A_s

$$\mu_{bu} = 0.19998 < 0.275 \quad (\text{d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule } Z)$$

$$Z = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.23 \text{m}$$

$$f_{ed} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{M_A}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{75.33 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0.23 \cdot 348} = 9.411 \text{cm}^2$$

✓ Calcul des aciers en flexion composée

$$A_{cal} = A \frac{N}{f_{ed}} = 9.411 \frac{75.33 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{348} = 7.24 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$A_{adopté} = \max(A_{Cal}, A_{CNF}, A_{\min(RPA)})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

ZONE	Acal	Acnf	Arpa	Aadopti
1	52.39	7.728	57.6	20T20
2	46.61	6.792	50.625	18T20
3	40.23	5.926	44.1	16T20
4	36.87	5.1	38.025	14T20
5	30.44	4.347	32.4	12T20
6	21.65	3.653	27.225	8T20+4T16
7	17.98	3.02	22.5	12T16
8	13.55	2.44	18.225	8T16+4T14
9	910.12	1.932	14.4	10T14
10	8.75	1.47	11.025	8T14
11	7.24	1.086	8.1	8T12

b) Calcul d'armature transversale

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

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:

$\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15cm)$ en zone IIa $t = 8cm$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa $t' = 10cm$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%

Si $\lambda_g \geq 3$ 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau est donnée par

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

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

✓ **au niveau de la zone 1(RDC)**

- **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.60} = 3.57 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{0.12 \times 3.75 \times 26.92 \times 10^4}{0.6 \times 400 \times 10^3} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1cadre4 ϕ 10 = 3.14cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$3 < \lambda_g = 3.57 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 3.57 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} > 0.66\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{3.14}{60 \times 10} = 0.52\% < 0.66\% \text{ Non vérifiée.}$$

On prend $A_t = 6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\frac{4.71}{60 \times 12} = 0.66\% = 0.66\% \text{ Vérifiée}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

- Zone nodale

$$\lambda_g = 3.57 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{0.08 \times 3.75 \times 56.3 \times 10^4}{0.6 \times 400000} = 0.7 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 1cadre $6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$3 < \lambda_g = 3.57 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 3.57 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} > 0.66\% \text{ (RPA99/V2003).} \Rightarrow \frac{4.71}{60 \times 8} = 0.98\% > 0.66\% \text{ Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

a) Conclusion

Tableau VI.3 Ferrailage transversal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm ²)	A _t zone courante	A _t zone nodale	St (courante) cm	St (nodale) cm
Zone 1	80x80	8φ10	8φ10	12	8
Zone 2	75x75	8φ10	8φ10	12	8
Zone 3	70x70	8φ10	8φ10	12	8
Zone 4	65x65	8φ10	8φ10	12	8
Zone 5	60x60	6φ10	6φ10	15	8
Zone 6	55x55	6φ10	6φ10	15	8
Zone 7	50x50	6φ10	6φ10	15	8
Zone 8	45x45	6φ10	6φ10	15	8
Zone 9	40x40	6φ10	6φ10	15	8
Zone 10	35x35	6φ8	6φ8	15	8
Zone 11	30x30	6φ8	6φ8	15	8

VI .4 Vérifications diverses

a) Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

b) Vérification des contraintes à L'ELS**✓ Vérification d'une section entièrement comprimée**

Le calcul et s'effectue comme suit :

- On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \left(A_s + A_s' \right)$$

- La position du centre de gravité résistante qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

- L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

- Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant et des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Vérification des contraintes à l'ELS

Section	N_{Ser} (KN)	M_{Ser} (KNm)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
80x80	7210.26	98.5	4.1	5.33	15	56.38	0.17	1	Vérifiée
75x75	5528.73	90.39	3.92	6.43	15	81.73	0.3	1	Vérifiée
70x70	4282.12	85.94	2.98	6.27	15	73.28	0.32	1	Vérifiée
65x65	3262.5	77.33	1.78	6.49	15	66.12	0.36	1	Vérifiée
60x60	2403.6	70.43	0	6.7	15	52.97	0.37	1.87	Vérifiée
55x55	1678.8	65.55	0	6.8	15	60.56	0.37	2	Vérifiée
50x50	1111.14	50.44	0	7.1	15	57.89	0.37	2.07	Vérifiée
45x45	663.21	48.96	0	7.3	15	69.44	0.37	2.07	Vérifiée
40x40	337.88	33.56	0	7.5	15	70.29	0.37	2.37	Vérifiée
35x35	132.7	24.55	0	7.9	15	55.67	0.37	2.5	Vérifiée
30x30	132.34	19.96	0	8.1	15	50.44	0.37	2.87	Vérifiée

c) Justification à l'effort normal ultime

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

$$\text{est: } N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Nb : Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité.

$$N_{\max} = 2712,1 \text{ KN}$$

- **Calcul de α :**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- **Calcul de λ**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

$$B = 0.36 \text{ m}^2 \quad , \quad I = 0.011 \text{ m}^4 \quad , \quad i = 0.175 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 3.06}{0.175} = 12.24 < 50 \rightarrow \alpha = 0.83$$

Calcul de B_r : $B_r = (0.6 - 0.02)^2 = 0.336 \text{ m}^2$

$N_U = 18731.536 \text{ KN} > N_{\max} = 2712.1 \text{ KN} \rightarrow$ condition vérifiée

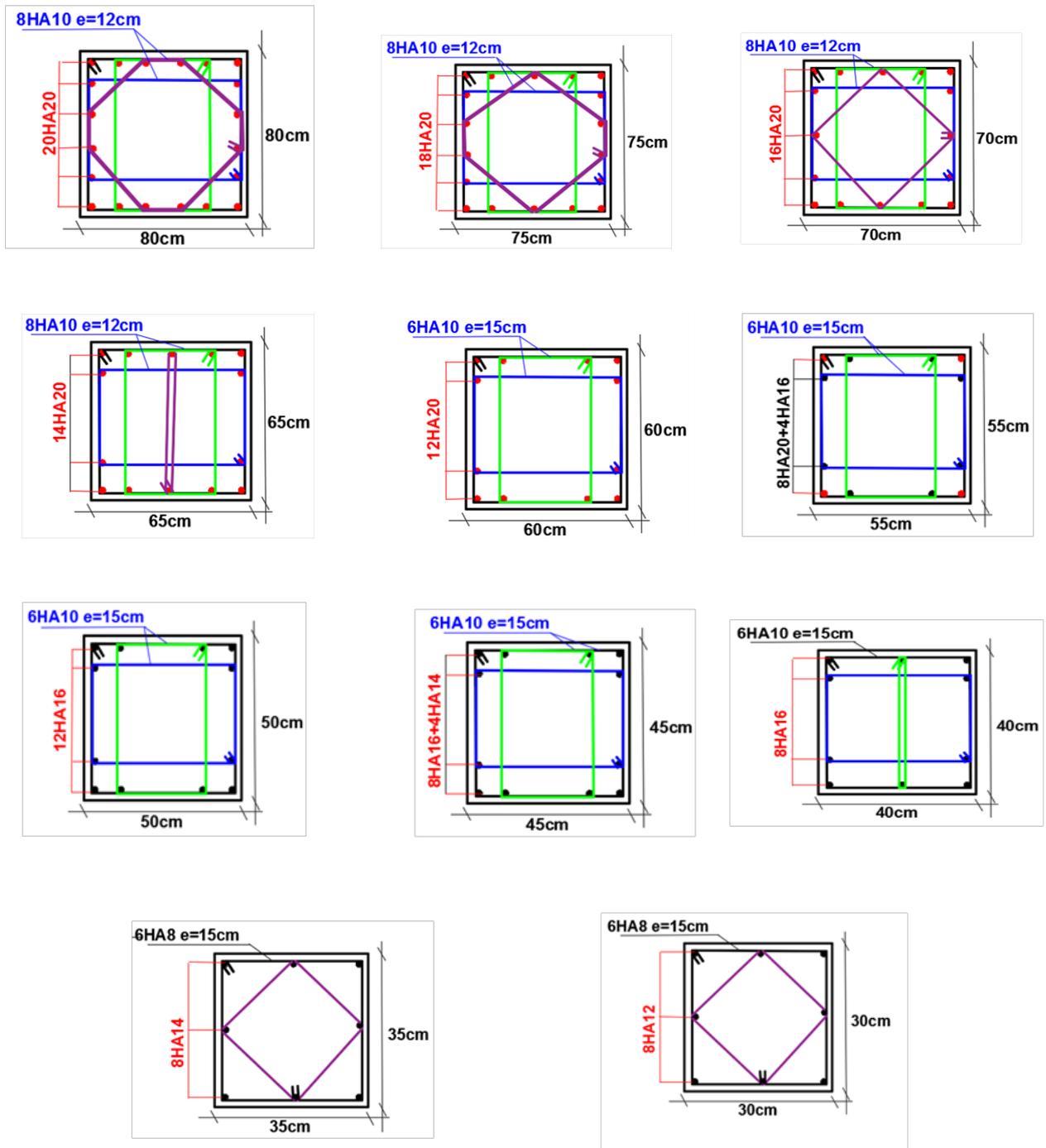


Figure VI.2 Schéma de ferrailage des poteaux

VI.5 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA et le BAEL 91 :

1,35G+1,5Q

G+Q

G+Q±E

0,8G±E

a) Recommandation du RPA 99(V2003)

- Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40φ: En zone I et IIa.
 - 50φ: En zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

- Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$;

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires :
minimum de $(h/4, 12\phi)$;
 - En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

NB : Les poutres seront étudiées suivant des axes similaires comme suite :

Poutres principales : PP1 => axe 1,2,3,4,5 et 6 **Poutres secondaires :** PS1 => axe A,B,C,D,E,F,G,H,I et J.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

Exemple de calcul

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale la plus sollicitée PP1 du 1^{er} étage

a) Calcul des armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

$$\theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \qquad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 149,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{159,52 \cdot 10^{-3}}{0,35(0,5)^2 \cdot 14,2} = 0,128$$

$$\text{Pour FeE400} \qquad \Rightarrow \mu_l = 0,392 \quad (\text{tableau BAEL 91 art 2.1.3})$$

$$\mu_{bu} = 0,128 < \mu_l = 0,392 \quad \text{et} \quad \Rightarrow \text{la section est simplement armée } A' = 0$$

- **calcul d'armatures tendus A_s**

$\mu_{bu}=0,128 < 0,275$ (d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z)

$$Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,43 \text{ m}$$

$$f_{ed} = f_c / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{159,52 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0,43 \cdot 348} = 10,66 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferrailage au niveau des appuis**

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 21,7 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

- **Armatures supérieures**

$$M_{u \max} = 160,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{170,47 \cdot 10^{-3}}{0,35(0,5)^2 \cdot 21,7} = 0,09$$

Pour FeE400 $\Rightarrow \mu_l = 0,392$ (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0,09 < \mu_l = 0,392$ et \Rightarrow la section est simplement armée $A' = 0$

calcul d'armatures tendus A_s :

$\mu_{bu} = 0,09 < 0,275$ (d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z)

$$Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,47 \text{ m}$$

$$f_{ed} = f_c / \gamma_s = 400 / 1 = 400 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{170,47 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0,47 \cdot 400} = 9,06 \text{ cm}^2$$

- **Armatures inférieures**

$$M_{u \max} = 198,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{198,5 \cdot 10^{-3}}{0,35(0,5)^2 \cdot 21,7} = 0,104$$

Pour FeE400 $\Rightarrow \mu_l = 0,392$ (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0,104 < \mu_l = 0,392$ et \Rightarrow la section est simplement armée $A' = 0$

calcul d'armatures tendus A_s :

$\mu_{bu}=0,104 < 0,275$ (d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z)

$Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,468 \text{ m}$

$f_{cd} = f_c / \gamma_s = 400 / 1 = 400 \text{ MPA}$

$A_u = \frac{M_U}{Z \cdot f_{cd}} = \frac{198,5 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0,468 \cdot 400} = 11,46 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_c}$

$A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2$

✓ **Ferraillage des poutres principales ET SOGONDAR**

Tableau VI.5 Ferraillage poutres principales

Poutre		M (KN.m)		A_s (cm^2)	Choix des barres	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	A_{\min} (cm^2)	$A_{\max} \text{m}^2$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	
étage	PP1 (35x50)	Sur appuis	Sup	- 170.47	10.66	3T16+3T20	15.45	7.2	60	15.45
			Inf	198.5	11.46	3T16+3T20				
		En travée	84.59	8	3T16+3T12	9.42	7.2	60	9.42	

• **Calcul des armatures transversales**

✓ **Selon le BAEL91**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4b \cdot S_t}{f_c}$

b : largeur de la poutre ;

St : l'espacement des armatures transversales

$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) ;$

On adopte les espacements suivants : **St = 20cm ;**

Donc : $A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme

$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\min} \right\} \leq 1,43$. Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

- Selon le RPA99/version 2003

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$

L'espace maximal :

- En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 12.5 \text{ cm} ;$

- En zone courante : $St \leq h/2 ; St = 25 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 10 cm ;**

- En zone courante : **St = 20 cm**

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 1,05 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

$$St \text{ (adopté)} = \text{Min} \{ S_{tB.A.E.L} \cdot S_{tR.P.A} \} \dots \dots \text{St} = 20 \text{ cm}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

• **Vérification**

a) **Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles**

$$V_{U_{\max}} = 161,42 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u,$$

b) **Armature inferieure tendu sur appui d'ABOUT**

$$A \geq \frac{1.15 V_{U_{\max}}}{f_e} = 4.64 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow A_s = 12.06 > 4.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

$$V_{u_{\max}} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

$$\text{avec: } \begin{cases} a = b - c - 2cm = 25cm \\ \gamma_s = 1.5 \end{cases}$$

$$Vu_{\max} \leq 0.267 \cdot f_{ct28} \cdot b_0 \cdot a = 500.63KN$$

$$V_{U\max} = 161,42KN < 500.63KN \rightarrow \text{condition vérifier}$$

d) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée.
Avec:

l: la portée entre nus d'appuis ($l=3,5m$).

M_t : moment maximum en travée.

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante.

✓ Poutre principale

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{635} = 0,0787 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{50}{635} = 0,0787 > \frac{1}{10} \cdot \frac{62}{90.59} = 0,0684 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} (MPa) \Rightarrow \frac{9,42}{30 \cdot 45} = 0,00697 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutre secondaire

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{4.45} = 0,0786 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{35}{4.45} = 0,0786 > \frac{1}{10} \cdot \frac{30.06}{40,63} = 0,0739 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} (MPa) \Rightarrow \frac{6,88}{30 \cdot 31.5} = 0,0073 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

$$\checkmark \text{ Calcul de la position de l'axe neutre } b \cdot \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

$$\checkmark \text{ Calcul du moment d'inertie } I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

Où : A_s : section d'armatures tendue.

A'_s : section d'armatures comprimées.

n : 15 coefficient d'équivalence.

✓ Vérification des contraintes

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

Les résultats de calculs sont indiqués dans les tableaux suivants :

✓ Poutres principales

Tableau VI.6 Vérification des poutres principales à l'ELS

Poutre		M_{ser} (KN.m)		A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Commentaire
Fig (V.3) : schéma de ferrailage des poutres principales	PP1 (35x50)	Sur appuis	90.59	15.45	15.45	4.89	15	Vérifier
		En travée	62	9.42	6.03	4.9	15	Vérifier

✓ Poutres secondaires

Conclusion

On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

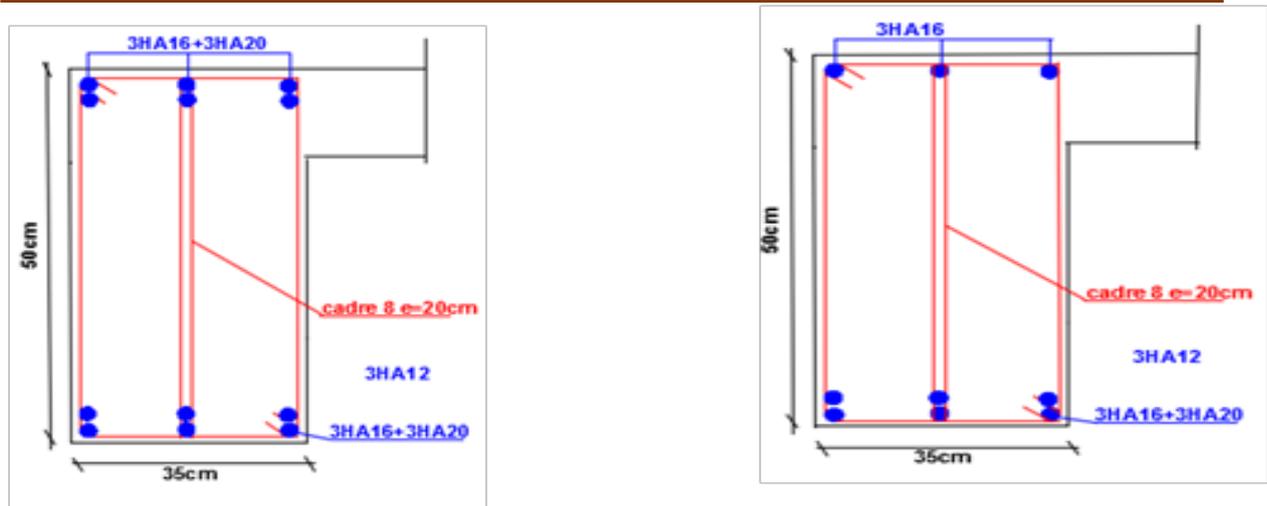


Figure VI.3 Schéma de ferrailage des poutres principales

VI.6 Ferrailage des voiles

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on va calculer le voile le plus sollicité.

- **les combinaisons d'action**

- a) **Les combinaisons d'action**

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

✓ **Etat limite ultime**

- Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$
-

✓ **Etat limite de service** $G + Q$

b) Recommandations de RPA

✓ **Armatures verticales**

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par 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.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

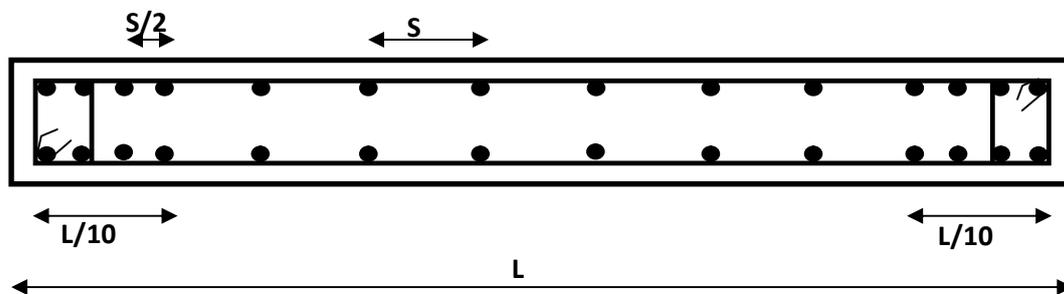


Figure VI.4 Disposition des armatures verticales dans le voile.

✓ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

✓ **Règle communes**

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5 a$ (a : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30$ cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% de la section
 - En zone courante égale à 0.10% de la section
- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible, 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

✓ Armatures transversales

Elles sont perpendiculaire 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 de quatre au moins par mètre carré.

✓ Armature de potelet

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

✓ Armature de couture

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de

Coutures dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } \bar{V} = 1.4V_U$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires Pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

c) Ferrailage des voiles

Ont procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de **1 m** de largeur.

✓ Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

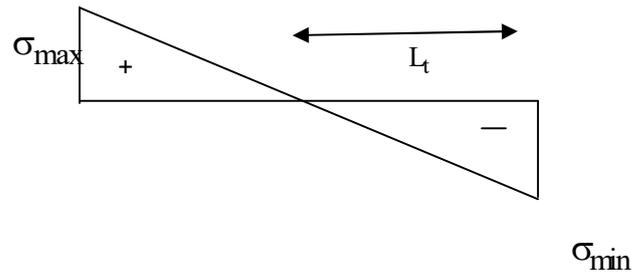


Figure VI.5 Diagramme des contraintes

$$\sigma_{\min, \max} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier

I : l'inertie de voile $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

- **Calcul de L_t (longueur tendue)**

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

- **Calcul de Force :**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} b$$

- **Calcul des armatures verticales**

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

- **Armatures minimales selon le BAEL**

- Section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \max \left(0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$

- Section entièrement tendue : $A_{\min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2\sigma_s}, B \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$

d) Vérification

✓ **Vérification à l'ELS**

Pour cette état, on considère $N_{ser} = G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- **D'après le RPA**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

ou : $\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$ avec : $V = 1.4V_u$ calcul

b_0 : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9h

h: hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL 91**

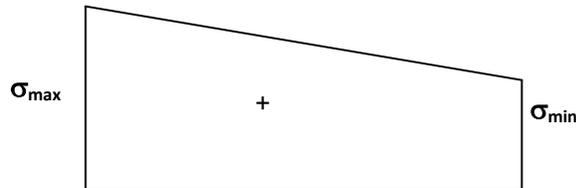
On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec } \tau: \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On a aussi } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

3^{ème} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression et le centre de pression se trouve entre les armatures.



$$N_T = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_c \cdot e$$

Calcul des armatures : $A_T = \frac{N_T}{f_e}$ avec $A_{\min} = 0.2\% L_T e$

- **Vérfications**

Vérification à l'ELS

Pour cet état, on considère $N_{\text{ser}} = G+Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après le RPA**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

ou : $\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$ avec : $V = 1.4V_u$ calcul

b_0 : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9h

h: hauteur totale de la section brute.

Exemple de calcul

Nous prendrons comme exemple de calcul les voiles longitudinaux de longueur $L=2$ m, dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la moitié du voile l'autre moitié sera ferrailer par symétrie

a) Détermination des sollicitations

$$M = -480.89 \text{KN.m} = \frac{0.2(8)^3}{12} = 8.53 \text{m}^4$$

$$N_{\min} = 12112.81 \text{KN} \cdot m \Omega = e \times L = 0.2 \times 8 = 1.6 \text{m}^2$$

$$V = L / 2 = 4 \text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = 1753.65 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} = 7345.09 \text{KN/m}^2$$

$$L_t = L \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 8 \left(\frac{412.552}{1753.65 - 412.55} \right) = 4.12 \text{m}$$

b) Calcul des armatures verticales

$$N_T = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] \cdot L_c \cdot e$$

$$N = 3211.22 \text{KN}$$

$$A = \frac{F}{f_e} = 80.28 \text{cm}^2$$

✓ Armature minimale dans la zone tendue

Vérifications vis à vis du RPAV2003 (art : 7.7.4.1)

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e = 9.848 \text{cm}^2$$

$$A = 11.794 \text{cm}^2 > A_{\min} = 9.848 \text{cm}^2$$

• Espacement

• La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

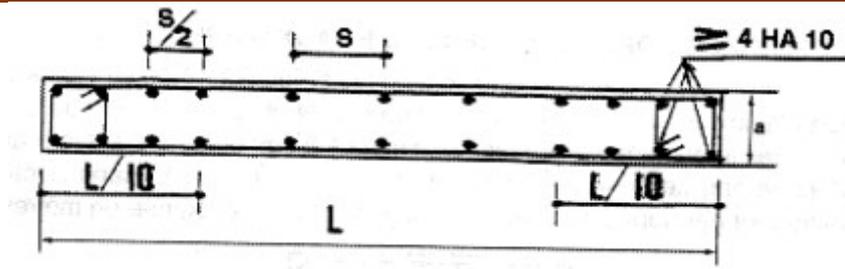


Figure VI.6 Disposition des armatures verticales dans les voiles

$$S_t \leq \min \begin{cases} 1.5 \times a \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = \min \begin{cases} 1.5 \times 20 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm}$ dans la zone courante de la longueur 6.4 m

$S_t = 10 \text{ cm}$ dans la longueur $800/10 = 80 \text{ cm}$

- Conclusion

Le ferrailage adopté par nappe :

En zone courante : **Soit 53HA14** ($A_s = 81.545 \text{ cm}^2$)

On adopte comme ferrailage verticale 53T14 par nappe sur toute la longueur du voile.

a) Armature horizontale

D'après le BAEL91: $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{80.28}{4} = 20.07 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15\%L \times e = 24 \text{ cm}^2$

Soit donc : soit **16HA14** de hauteur pour chaque nappe avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Vérification de contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99** [art 7.7.2] à :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c2} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 332.09 \text{ KN}$

• selon le RPA99

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} = \frac{1.4 \times 332.09 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 2} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

- Selon le BAEL: $\tau_b = \frac{V}{b.d} = 0.83 \text{ MPa}$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

VI.7 Conclusion de ferrailage pour les voiles

Les sollicitations et le ferrailage des voiles sera résumé dans les tableaux suivants :

- a) Voile longitudinal de longueur 8m
 ✓ Sollicitations et contraintes

Tableau VI.7 Sollicitations et contraintes de 8 m

	N,M	Long	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ min(KN/m ²)	σ max(KN/m ²)	section	Lt (m)	Lc (m)	F (KN)	Av (cm ²)
RDC+1	Nmax Mcor r	8	12112.81	-480.89	7344.58	- 7795.42	PT	4.12	3.88	3211.0 2	80.28
	Nmin Mcor r	8	822.51	-480.89	-7861.74	5688.34	PC	4.92 4	3.07 6	431.74 9	11.79 4
	Mmax Ncor r	8	-1341.43	2543.4 2	352.70	-2029.49	PT	6.82	1.69	1383.2 1	34.58

- b) Voile longitudinal de longueur 6m
 ✓ Sollicitations et contraintes

Tableau VI. 8 Sollicitations et contraintes de 6 m

	N,M	Long	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ min(KN/m ²)	σ max(KN/m ²)	section	Lt (m)	Lc (m)	F (KN)	Av (cm ²)
RDC+1	Nmax Mcor r	6	12112.8 1	- 480.89	9693.27	- 10494.7 5	PT	3.12	2.88	3273.4 2	71.84
	Nmin Mcor r	6	822.51	- 480.89	-3455.4	2298.34	PC	4.92 4	3.076	431.749	11.79 4
	Mmax Ncor r	6	- 1341.43	2543.4 2	352.70	- 2378.49	PT	6.82	1.69	1383.2 1	34.58

- Conclusion

Le ferrailage adopté par nappe

En zone courante de longueurs de 6m: **Soit 47 HA14** ($A_s=72.3142\text{cm}^2$)

On adopte comme ferrailage verticale **47T14** par nappe sur toute la longueur du voile.

$$S_t \leq \min \begin{cases} 1.5 \times a \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = \min \begin{cases} 1.5 \times 20 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante de la longueur 4.8 m

$S_t = 10 \text{ cm}$ dans la longueur $800/10 = 60 \text{ cm}$

a) Armature horizontale

D'après le BAEL91: $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{72.3142}{4} = 18.078\text{cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15\% L \times e = 18 \text{ cm}^2$

Soit donc : soit **12HA14** de hauteur pour chaque nappe avec $S_t=25\text{cm}$

c) Voile longitudinal de longueur 4m

✓ Sollicitations et contraintes

Tableau VI.9 Sollicitations et contraintes de 4 m

	N,M	Long	N (KN)	M ₃ (KN.m)	σ min (KN/m ²)	σ max (KN/m ²)	section	Lt (m)	Lc (m)	F (KN)	Av (cm ²)
RDC+1	Nmax Mcorr	4	12112.81	-480.89	2642.66	- 1278.99	PC	1.8	2.2	210.45	17.8
	Nmin Mcorr	4	822.51	-480.89	-8641.43	3896.55	PT	2.33	1.76	431.749	18.79 4
	Mmax Ncorr	4	-1341.43	2543.42	164.42	-1258.55	PT	6.82	1.69	1383.21	38.5

- Conclusion

Le ferrailage adopté par nappe

En zone courante de longueurs de 4m: **Soit 26 HA14** ($A_s=40.0036\text{cm}^2$)

On adopte comme ferrailage verticale **26T14** par nappe sur toute la longueur du voile.

$$S_t \leq \min \begin{cases} 1.5 \times a \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = \min \begin{cases} 1.5 \times 20 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm}$ dans la zone courante de la longueur 3.2m

$S_t = 10 \text{ cm}$ dans la longueur $400/10 = 40 \text{ cm}$

b) Armature horizontale

D'après le BAEL91: $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{40.0036}{4} = 10.009 \text{ cm}^2$

D'après le RPA : $A_H = 0.15\% L \times e = 12 \text{ cm}^2$

Soit donc : soit **11HA12** de hauteur pour chaque nappe avec $S_t = 30 \text{ cm}$

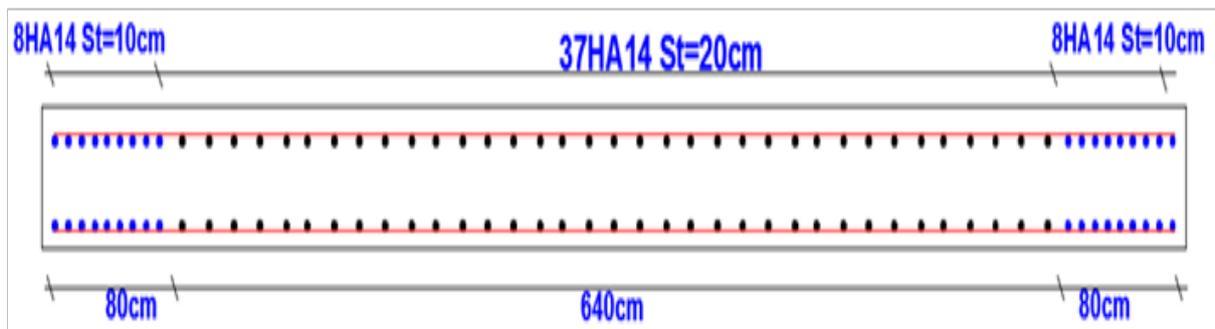


Figure VI.7 Schéma de ferrailage des voiles de 8 m

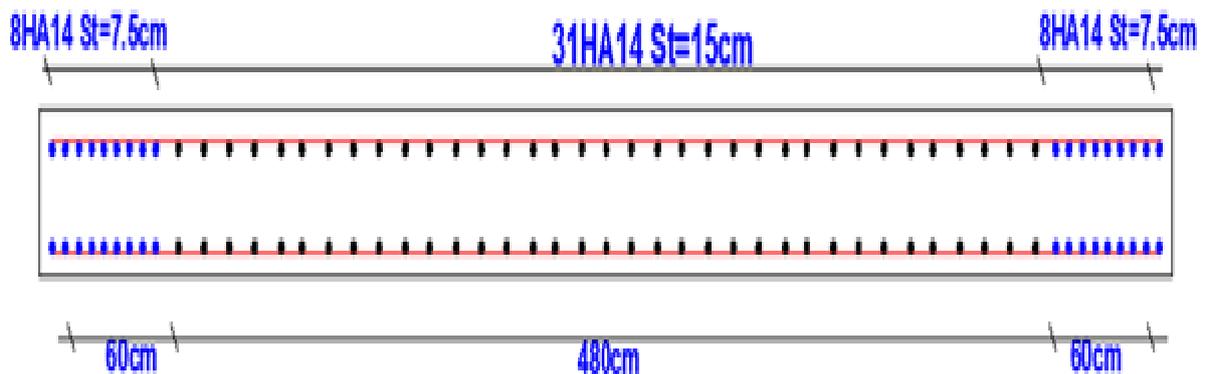


Figure VI.8 Schéma de ferrailage des voiles de 6 m



Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus favorables les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VII.2 Choix de type de fondation

On distingue deux types de fondations

- 1) Fondation superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
- 2) Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

❖ Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres suivant

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

❖ Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir

- Stabilité totale de l'ouvrage.
- Solution facile à réaliser et économique.

❖ En ce qui concerne notre ouvrage, On a le choix entre

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général (dalle plate).
- Le radier champignon sous poteaux.
- Radier nervuré.

❖ Calcul de surface revenant à la semelle sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} = 2.00 \text{bars} = 200 \text{ KN/m}^2 \\ N = 8311.7 \text{KN} \\ M = 263.648 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

• **Homothétie des dimensions**

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \quad a = b = 1$$

$$\text{D'où: } B = \sqrt{\frac{8311.7}{200}} = 6.44 \text{m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B = 6.44 \text{m}$$

A et B : la section de la semelle.

$$e_0 = M/N = 0.031 \text{m}$$

$$\sigma_m = 203.29 \geq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{C.N.V}$$

Nous essayons donc avec les semelles filantes.

❖ **Semelles filantes**

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$$N = 20584.5 \text{KN}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que:
$$\begin{cases} N = \sum Ni & \text{de chaque fil de poteaux et voiles.} \\ S = B \times L. \end{cases}$$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée. $B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

$$B = 8.57\text{m}$$

$$\sigma_{sol} = 196.05\text{KN.m}$$

$$S = 105 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces revenant aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

O n a : $S_{\text{semelles}} = \sum S_{si} = \text{m}^2$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{\text{Bât}} = 771.3\text{m}^2$

$$50\% < 200\%$$

❖ Conclusion

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VII.3 Etude du radier

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

VII.3.1 Pré dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier

❖ Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{8}{8} \leq h_r \leq \frac{8}{5}$$

$L_{\max} = 8.00\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$D'où : 100\text{cm} \leq h_r \leq 160\text{cm} \quad (1)$$

❖ Condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec :

L_{\max} : plus grand distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton $E=32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface.

Pour un sol moyen ; $K= 40000 \text{ KN/m}^3$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times (8)^4}{32164195\pi^4}} \Rightarrow h \geq 1.359\text{m} \quad (2)$$

D'après(1) et (2) on opte : $h_r=1.40 \text{ m}$

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

❖ Condition de coffrage

➤ Pour la nervure

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{800}{10} = 90 \text{ cm}$$

$$b_n \geq \frac{h_p}{2} = \frac{140}{2} = 90 \text{ cm}$$

➤ Pour la dalle

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{800}{20} = 40 \text{ cm}$$

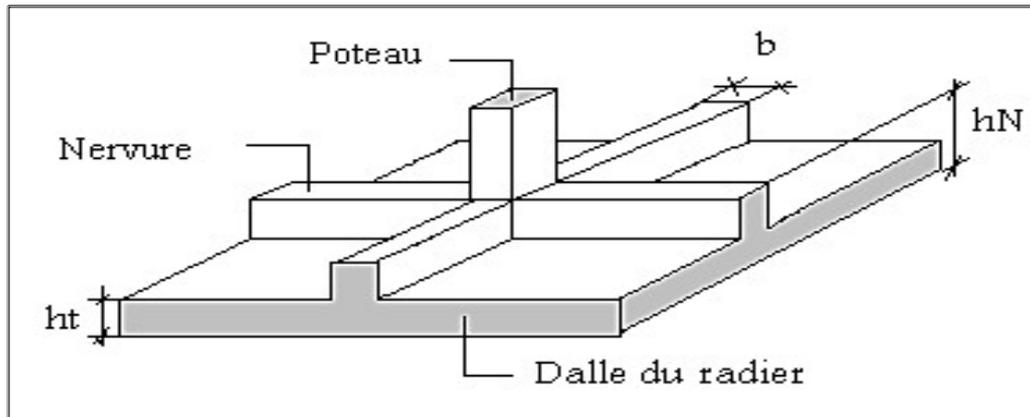


Figure VII.1 Schéma d'un radier

• Conclusion

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **40 cm** et des nervures de **140cm** de hauteur et **100cm** de largeur.

b) La surface minimale de radier

- ❖ La surface d'emprise du bâtiment est égale à : $S_{bat}=372 \text{ m}^2$
- ❖ L'emprise totale avec un débordement minimum de :
d (débord) $\geq \max (h/2 ; 30\text{cm}) = 40\text{cm}$.

Donc :

$$S_{radier} = S_{bat} + D \times (\text{perimetre}) = 406.4 \text{ m}^2$$

c) Détermination des charges et des surcharges

- Superstructure :
 $G=10261.0113\text{KN} ; Q =12834\text{KN}$
- Infrastructure :

✓ Poids du radier :

$$G_{rad} = (S_d \times h_d \times 25) + P_{nervures} = (406.4 \times 0.4 \times 25) + (1.4 \times 0.7 \times 153 \times 25)$$

$$G_{rad} = 3748.5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } G_{totale} = 14009.511\text{KN} \quad ; \quad Q_{totale} = 12834\text{KN}$$

d) Calcul des Sollicitations

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 38163.840 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G_T + Q_T = 26843.511 \text{ KN}$$

e) Vérification de La surface minimale du radier

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\bullet \text{ A l'ELU: } S_{\text{radier}} = 406.4 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{38163.840}{1.33 \times 200} = 143.473 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\bullet \text{ A l'ELS: } S_{\text{radier}} = 406.4 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{26843.511}{200} = 134.217 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

VII.3.2 Les vérifications nécessaires

a) Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9m h_r = 1.4 \text{ m} \quad ; \quad b = 0.9 \text{ m}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 8.00 m.

$$N_u = 38163.840 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{q L_{\text{max}}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\text{max}} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}} = \frac{38163.840 \times 8 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 372 \times 0.07 \times 25} = 39.082 \text{ cm}$$

$$h \geq 39.082 \text{ cm}$$

L'épaisseur de radier $h_N = 1.4 \text{ m}$ est vérifiée vis-à-vis au cisaillement.

b) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec :

W : poids totale du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 10261.0113 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, F_s = 1.5

γ : poids volumique de l'eau (γ = 10 KN / m³).

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1.4 m).

S : surface du radier (S = 372 m²).

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 1.4 \times 372 = 7812 \text{ KN}$$

Donc : $W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$ (Condition vérifiée).

c) Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante ; (ArtA.5.2.4) CBA93.

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{BAEL 91.}$$

- **Sous poteau**

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime le plus sollicité.

$$N_u = 38163.840 \text{ K}$$

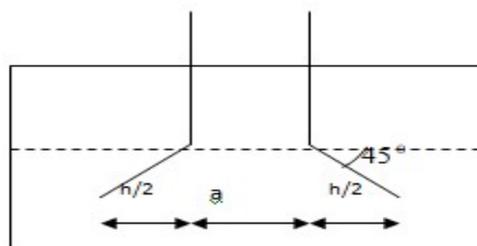


Figure VII.2 Schéma de transmission des charges du poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé.

$$\mu_c = 4(a+h) = 4(0,65+h)$$

$$3h^2 + 1,95h - 2.106 \geq 0 \Rightarrow h \geq 57.36 \text{ cm}$$

- **Sous voile**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (P4) de longueur $L = 6$ m.

$$N_u = 1577.413 \text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normale pour une mètre linéaire égal à :

$$N_u = 1577.413/6 = 262.902 \text{ KN/ml}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé.

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2(0,2 + 1 + 2h) \times h \times 25 / 1,5$$

$$N_u \leq 1.5(1,2 + 2h)h$$

$$3h^2 + 1,8h - 3.92 \geq 0 \Rightarrow h \geq 18.92 \text{ cm}$$

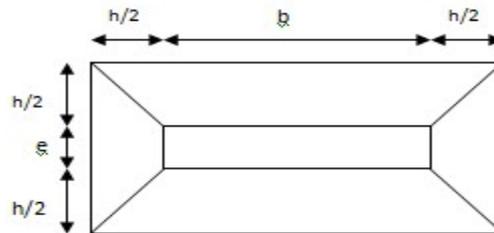


Figure VII.3 Schéma de transmission des charges du voile

- **Conclusion** : Schéma de transmission des charges du voile

L'épaisseur de radier $h_r = 1.4$ m est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

VII.3.3 Caractéristique géométrique

a) Centre de masse du radier

$$(X_r ; Y_r) = (15.5 ; 6) \text{ m}$$

b) Inertie du radier

$$I_x = 29791 \text{ m}^4$$

$$I_y = 4464 \text{ m}^4$$

c) Centre de masse de la structure

$$(X_s ; Y_s) = (15.1 ; 5.3) \text{ m}$$

d) L'excentricité :

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.40\text{m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.70\text{m}$$

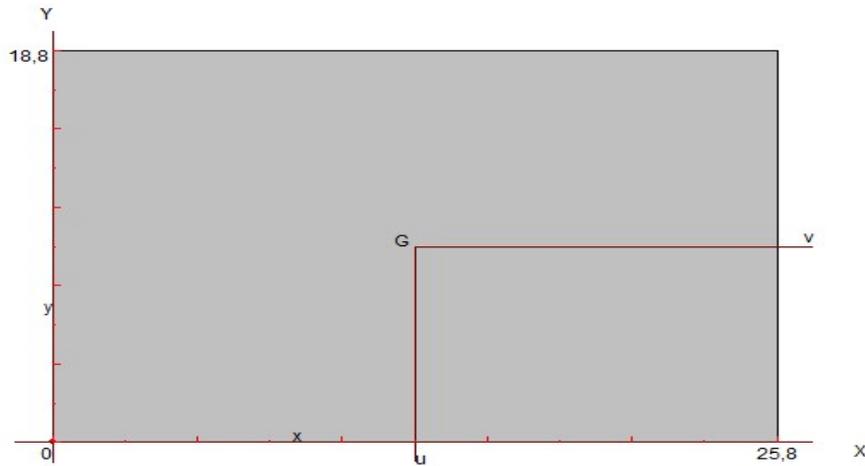


Figure VII.4 Surface du radier

VII .3.4 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le rader devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

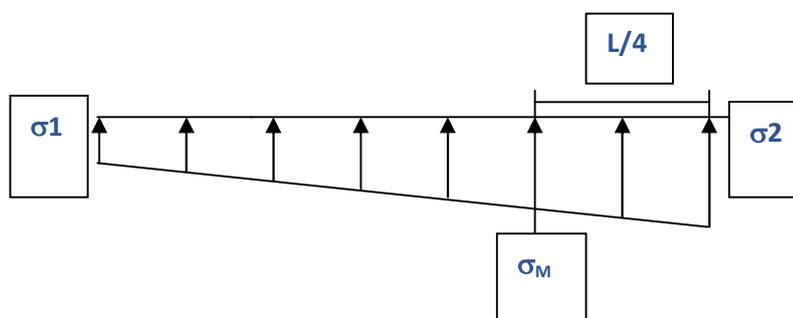


Figure VII.5 Diagramme des contraintes

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} = \frac{26843.511}{372} + \frac{29791 \times 15.5}{29791} = 87.66 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I} = \frac{26843.511}{372} - \frac{29791 \times 15.5}{29791} = 56.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 87.66 + 56.66}{4} < 1.5 \times 200 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{\text{moy}} = 79.91 < 300 \quad \text{ok vérifier}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- N : Effort normal due aux charges verticales.
- M : Moment d'excentricité due aux charges verticales $M=N \times e$.

Tableau VII.1 Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversale
N (MN)	26843.511	26843.511	38163.840	38163.840
M (MN.m)	29791	29791	31238.37	31238.37
V (m)	15.5	6	15.5	6
I(m ⁴)	29791	4464	29791	4464
σ_1 (MPa)	87.66	112.202	118.844	144.578
σ_2 (MPa)	56.66	32.120	86.338	60.604
σ_{moy} (MPa)	79.910	92.181	110.717	123.584
σ_{adm} (MPa)	0.2	0.2	0.2	0.2
La condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

VII.3.5 Vérification de la stabilité au renversement

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant :

$$M_r = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base. $M_{0x}=138224,432\text{KN.m}$; $M_{0y}=112757,345\text{KN.m}$

T_0 : L'effort tranchant a la base. $T_{0x}=5638,15\text{KN}$; $T_{0y}=4827,13\text{KN}$

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier =0.80m

$$M_{stab.x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 10261.0113 \times 15.5 = 127236.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{stab.y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 10261.0113 \times 6 = 49252.854 \text{ KN.m}$$

$$M_{r.x} = 138224,432 + 5638,15 \times 0.8 = 623464.065 \text{ KN.m}$$

$$M_{r.y} = 112757,345 + 4827,13 \times 0.8 = 435435.490 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{stab.x}}{M_{r.x}} = 4.9 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{stab.y}}{M_{r.y}} = 8.841 \geq 1.5$$

❖ Conclusion

Les deux conditions sont vérifiées donc la structure est stable vis-à-vis au renversement.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G+E
- Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G + Q + E

a) Vérification aux renversements et soulèvement

❖ Sous combinaison :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G+E \\ G+Q+E \end{array} \right.$$

Tableau VII.2 Vérification au renversement set soulèvement

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N (MN)	15643.563	15643.563	26843.511	26843.511
M (MN.m)	14561.498	1591.30	29791	29791
V (m)	15.5	6	15.5	6
I(m ⁴)	29791	4464	29791	4464
σ_1 (MPa)	49.628	44.191	87.66	112.202
σ_2 (MPa)	34.476	39.914	56.66	32.120
σ_{moy} (MPa)	45.84	43.122	79.91	92.181
σ_{adm} (MPa)	0.20	0.20	0.20	0.20
La condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

b) Vérification selon L'RPA

D'après le RPA99 version 2003 (**Art.10.1.5**) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :e: l'excentricité de la résultante des charges verticales

Tableau VII.3 Vérification de soulèvement selon RPA

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinale	Transversal
N(KN)	15643.563	15643.563	26843.511	26843.511
M(KN.m)	14561.498	14561.498	29791	29791
e(m)	0.93	0.93	1.11	1.11
B/4 (m)	7.75	3	7.75	3
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VII.3.6 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VII.3.7 Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 < \alpha < 0.4 \text{ la dalle porte sur un sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \text{ la dalles porte sur deux sens} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \alpha = L_x / L_y$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx} = 0,75 \times M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0,75 \times M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax} = 0,5 \times M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0,5 \times M_x)$$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx} = 0,85 \times M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0,85 \times M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax} = 0,3 \times M_x \quad ; \quad M_{ay} = 0,3 \times M_x)$$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-joints, ou L_x est la plus petite dimension.

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

VII.3.8 Evaluation des charges et surcharges

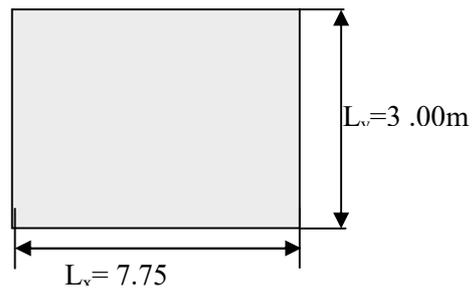


Figure VII.6 Le panneau le plus sollicité

- ELU : $q_u = N_u / S_r = 67.846 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $q_s = N_s / S_r = 52.27 \text{ KN/m}^2$

VII.3.9 Calcul des sollicitations

$$\alpha = L_x / L_y$$

$$\alpha = 7.75 / 3 = 2.583$$

$\alpha > 0,4$  la dalle porte sur deux sens

➤ L'ELU : ($\nu = 0$)

$$\alpha = 2.583 \Rightarrow \mu_x = 0.0428 \Rightarrow \mu_y = 0.8450$$

- Sens X-X

$$\mu_x = 0.0428$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 204.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 173.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 61.37 \text{ KN.m}$$

- Sens Y-Y

$$\mu_y = 0.8450$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 172.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 146.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 51.86 \text{ KN.m}$$

➤ L'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\alpha = 0.93 \Rightarrow \mu_x = 0.0500 \Rightarrow \mu_y = 0.8939$$

• **Sens X-X**

$$\mu_x = 0.0500$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 174.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 148.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 52.31 \text{ KN.m}$$

• **Sens Y-Y**

$$\mu_y = 0.8939$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 155.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 132.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 46.75 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferrailage longitudinale à L'ELU**

➤ **Pourcentage minimale :**

Suivant le petit coté : $A_{ymin} \begin{cases} A_{ymin} \geq 6\% h_0 : f_e E 500. \\ A_{ymin} \geq 8\% h_0 : f_e E 400. \\ A_{ymin} \geq 12\% h_0 : (\text{autre cas}). \end{cases}$

➡ $A_{ymin} = 2.4 \text{ cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{xmin} \geq A_{ymin} [(3-\alpha)/2]$ BAEL 91 Page (359).

➡ $A_{xmin} = 2.48 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 3.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}.$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \text{ BAEL 91 Page (360).}$$

❖ **Exemple du calcul Sens x-x**

• **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.167 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.23$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.908$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = 20.38 \text{ cm}^2$$

• **En appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times f_{bu} \times d^2} = \mu = 0.059 < \mu_l = 0.392 \text{ donc : } A_s = 0 \text{ n'existe pas.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0761$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.969$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = A = 6.74 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 Le ferrailage de radier l'ELU

Panneau	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M _u (KN.m)	173.89	61.37	146.94	51.86
A _s '	0.00	0.00	0.00	0.00
A _s (cm ² /ml)	20.38	6.74	16.94	5.66
A _{smin} (cm ² /ml)	3.26	3.26	3.26	3.26
Choix	5T25	5T14	5T25	5T14
A _s adopté (cm ²)	24.54	7.70	24.54	7.70
Espacement (cm)	20	20	20	20

❖ **Vérification a l'ELS (fissuration préjudiciable)**

• **Vérification des contraintes**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 10.89 \text{ cm}$$

$$I = 138582.69\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.67\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$

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

$$\sigma_s = 240.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CNV}$$

Tableau VII.5 vérification des contraintes

	sens	M_{SER} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	148.2	10.89	138582.69	11.65	258.42	CNV
	Y-Y	132.48	10.89	138582.69	10.41	231.01	CNV
Appuis	X-X	52.31	6.83	57609.14	9.88	274.72	CNV
	Y-Y	46.75	6.83	57609.14	8.75	245.52	CNV

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

❖ **Redimensionnement de la section d'armature**

Tableau VII.6 Redimensionnement des armatures du radier

	sens	M_{SER} (KN.m)	Choix	A_s adopté (cm ²)	Espacement (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	148.2	5T32	40.2	20	10.05	162.69	CV
	Y-Y	132.48	5T32	40.2	20	8.99	145.44	CV
Appuis	X-X	52.31	5T16	10.05	20	5.6	186.36	CV
	Y-Y	46.75	5T16	10.05	20	5.01	166.55	CV

➤ **Vérification des moments**

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Tableau VII.7 Vérification des moments du sens x-x

		ELU			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	204.58	255.72	255.72	C.V
	M_e	61.37			
	M_w	102.29			
	M_t	173.89			
		ELS			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens x-x	M_0	174.35	217.94	217.94	C.V
	M_e	52.31			
	M_w	87.18			
	M_t	148.2			

Tableau VII.8 Vérification des moments du sens y-y

		ELU			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M_0	172.87	202.75	202.75	C.V
	M_e	51.86			
	M_w	77.43			
	M_t	146.94			
		ELS			
			$M_t+(M_e+M_w)/2$	$1.25M_0$	Vérification
Sens y-y	M_0	155.85	194.81	194.81	C.V
	M_e	46.75			
	M_w	77.92			
	M_t	132.48			

VII.4 Ferrailage du débord

Le débord du radier est assimilé à une consol de largeur $l = 1\text{ m}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1\text{ m}$.

a) Calcul de Ferrailage longitudinales

$$b = 1\text{ m}; h = 1\text{ m}; d = 0.9\text{ m}; L = 0.4\text{ m}$$

$$q_u = 221.06\text{ KN/ m}^2 \times 1\text{ ml}$$

$$q_s = 161.27\text{ KN/ m}^2 \times 1\text{ ml}$$

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

$$M_u = q_u L^2 / 2 = 17.68\text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.0171 < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0216$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.991$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = 1.89\text{ cm}^2$$

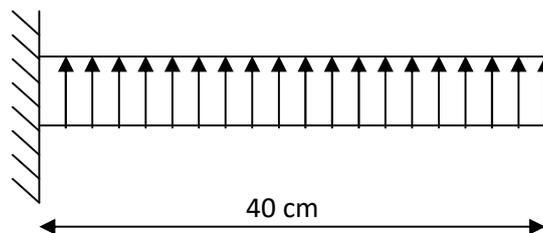


Figure VII.7 Schéma statique du débord

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 3.26\text{ cm}^2$$

NB : Comme le débord est moins sollicité que la dalle et a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

On adopte : **5HA16 = 10.05 cm²**

b) Ferrailage transversal

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
- $\tau_b = \frac{Vu}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 1,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$ BAE 91 Page (161)

V_u : effort tranchant maximum à L'ELU.

$$V_u = q_u \times L/2 = 222.8 \times 0.4/2 = 44.21 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{44.21 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.16 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

c) Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad \Rightarrow \quad 2.51 \leq A_r \leq 5.03$$

On adopte: **4HA10 = 3.14 cm²**

Repartie sur 40 cm de longueur, avec un espacement : $S_t = \frac{40}{4} = 10 \text{ cm}$.

Espacement : **S_t = 10 cm**

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul se fait selon les règles de **CBA93** et **BAEL91**, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 7.64 \text{ cm}$$

$$I = 71367.34 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.38 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Dans l'acier on doit vérifier que :

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

Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$

$$\sigma_s = 52.49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau VII.9 Vérification des contraintes

M_{SER} (KN.m)	As (cm ² /ml)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
12.9	10.05	7.64	71367.34	1.38	52.49	CV

❖ Schémas de ferrailage

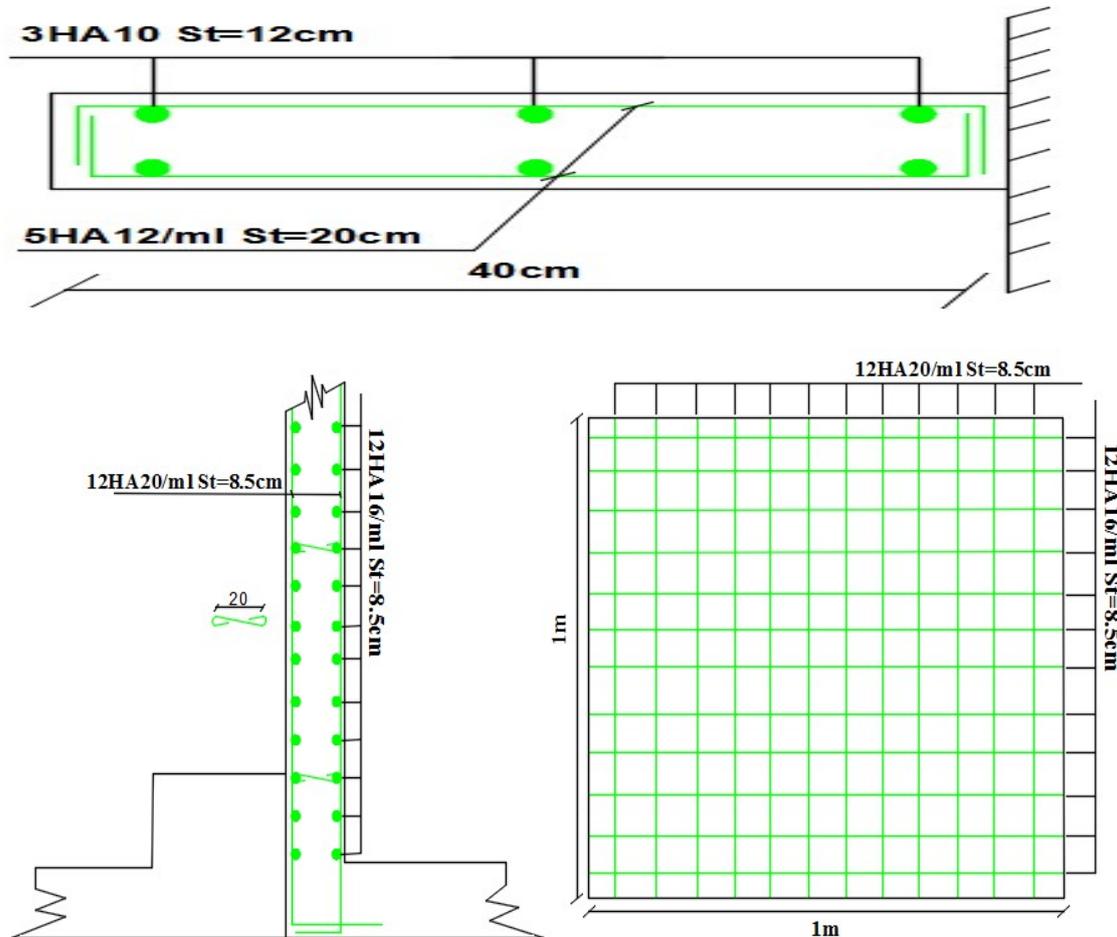


Figure VII.8 Schémas de ferrailage du débord

VII.4.1 Ferrailage des poutres (nervures)

Ce sont des poutres disposées le long de radier, elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres *sont* :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 90\text{cm} \\ b = 90\text{ cm} \end{array} \right.$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 80 cm.

Pour calculer ces poutres on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ainsi pour déterminer les sollicitations en utilisons la méthode des lignes de rupture.

❖ Transmission des charges des dalles aux poutres

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45° avec les rives du panneau.
- ou parallèles à son grand coté.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

Tableau VII.10 Expression de P_M

α	Élément	Trapèze	Triangle
$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

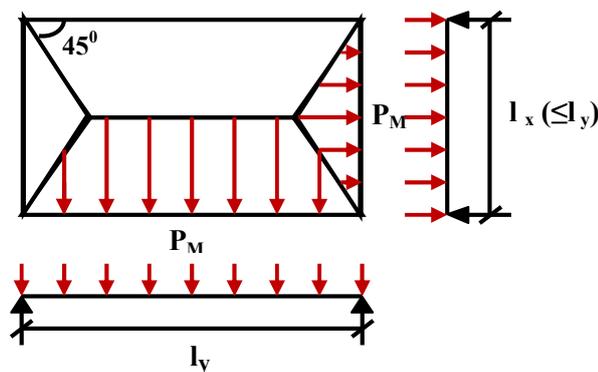


Figure VII.9 Schéma statique du panneau

❖ **Remarque**

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

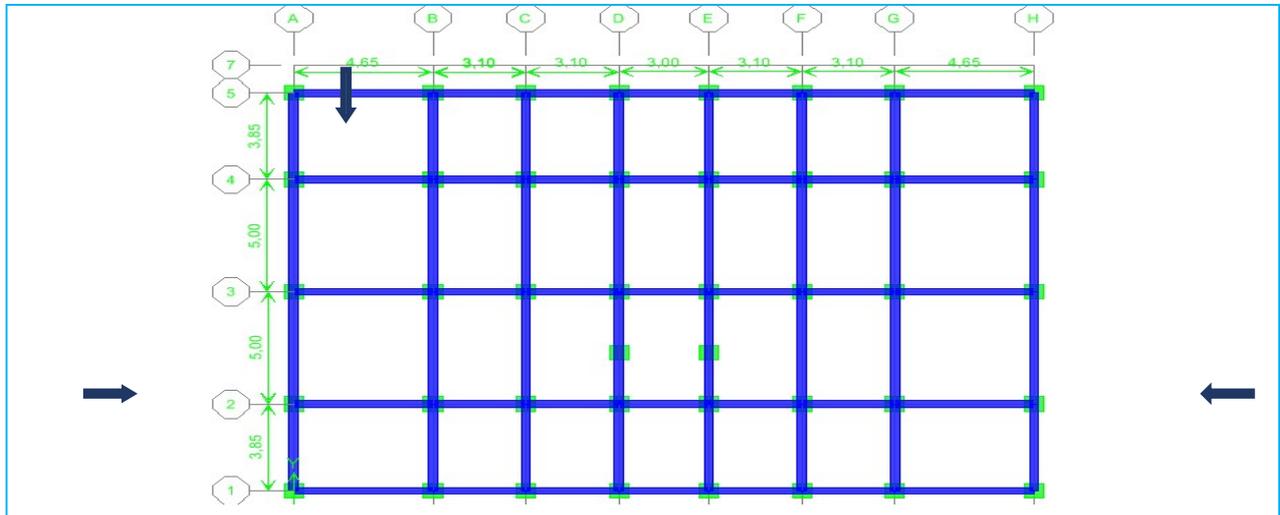


Figure VII.10 Schéma de la base de la structure

❖ **Détermination des charges et sollicitations sur les nervures**

On détermine les charges sur les poutres plus sollicitées, soit la file (3) pour le sens x-x et la file (B) pour le sens y-y, Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

➤ **L'ELU**

Tableau VII.11 Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens x-x

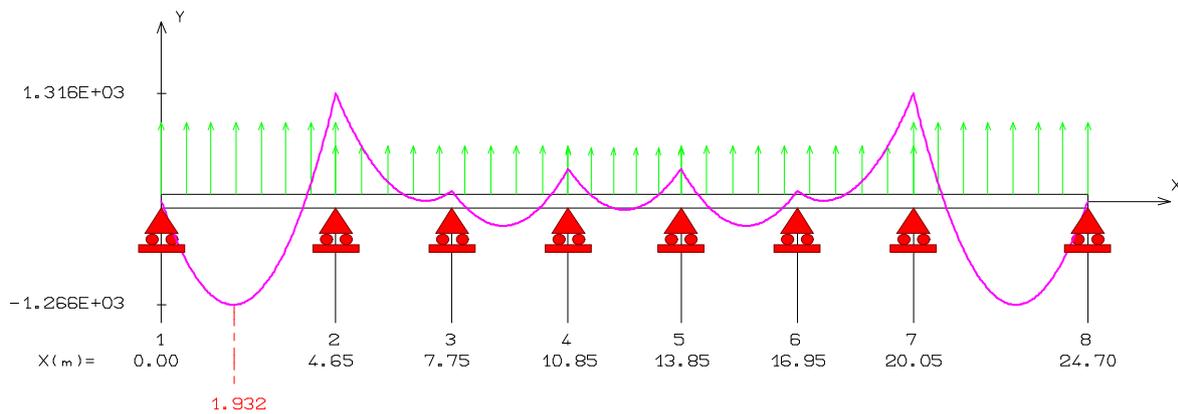
Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A—B	0.93	0.93	221.06	342.64	342.64	685,28
B—C	0.62	0.62	221.06	228.43	228.43	456,86
C—D	0.62	0.62	221.06	228.43	228.43	456,86
D—E	0.60	0.60	221.06	221.06	221.06	442,12
E—F	0.62	0.62	221.06	228.43	228.43	456,86
F—G	0.62	0.62	221.06	228.43	228.43	456,86
G—H	0.93	0.93	221.06	342.64	342.64	685,28

Tableau VII.12 Détermination des charges à L'ELU sur les nervures du sens y-y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1—2	0.83	0.81	221.06	328.62	268.36	596,98
2—3	0.93	0.62	221.06	366.68	299.47	666,15
3—4	0.93	0.62	221.06	366.68	299.47	666,15
4—5	0.83	0.81	221.06	328.62	268.36	596,98

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]

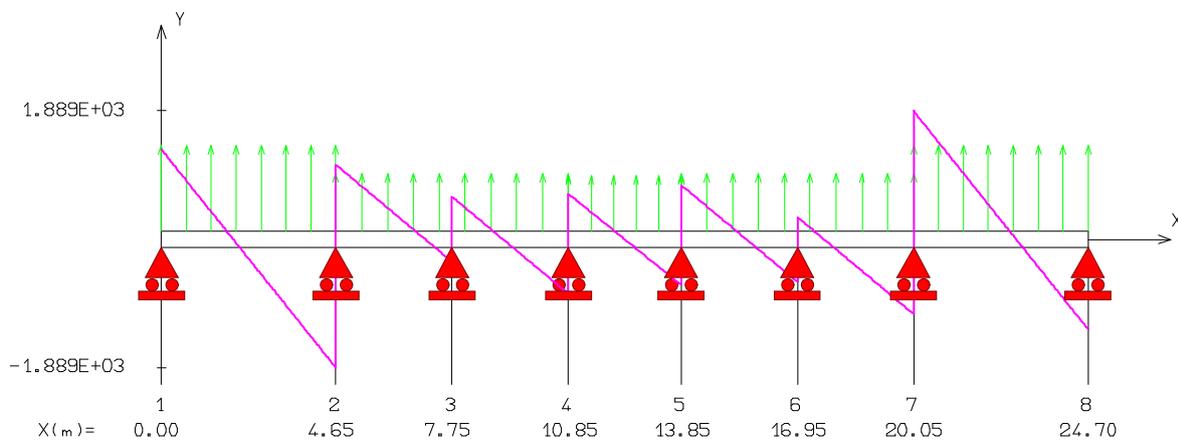
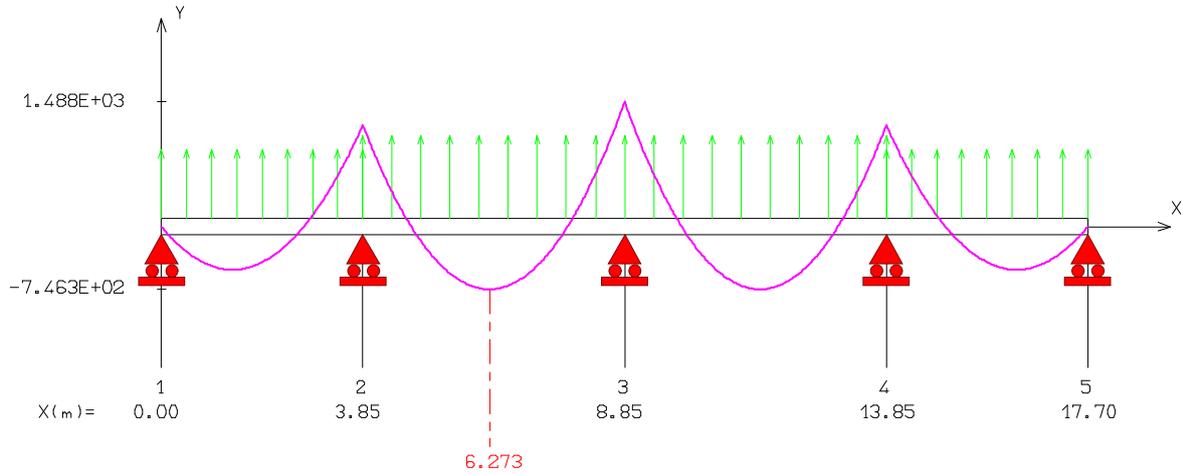


Figure VII.11 Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens x-x

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]

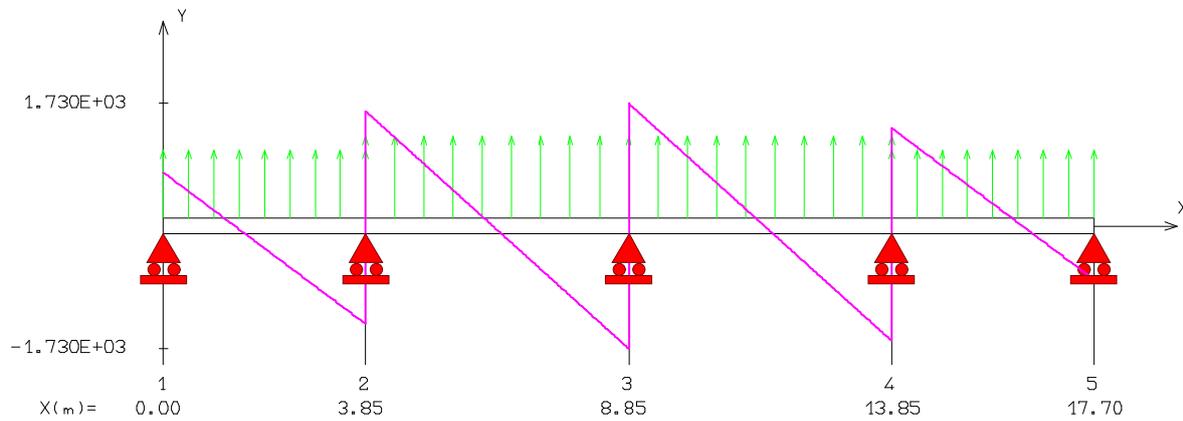


Figure VII.12 diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELU sens y-y

Tableau VII.13 Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN. m)	1316	1266	1488	746.3
T_u (KN)	1889		1730	

➤ ELS

Tableau VII.14 Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens x-x

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A—B	0.93	0.93	161.27	249.97	249.97	499,94
B—C	0.62	0.62	161.27	166.65	166.65	333,3
C—D	0.62	0.62	161.27	166.65	166.65	333,3
D—E	0.60	0.60	161.27	161.27	161.27	322,54
E—F	0.62	0.62	161.27	166.65	166.65	333,3
F—G	0.62	0.62	161.27	166.65	166.65	333,3
G—H	0.93	0.93	161.27	249.97	249.97	499,94

Tableau VII.15 Détermination des charges à L'ELS sur les nervures du sens y-y

travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1—2	0.83	0.81	161.27	206.96	195.3	402,26
2—3	0.93	0.62	161.27	266.85	217.94	484,79
3—4	0.93	0.62	161.27	266.85	217.94	484,79
4—5	0.83	0.81	161.27	206.96	195.3	402,26

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

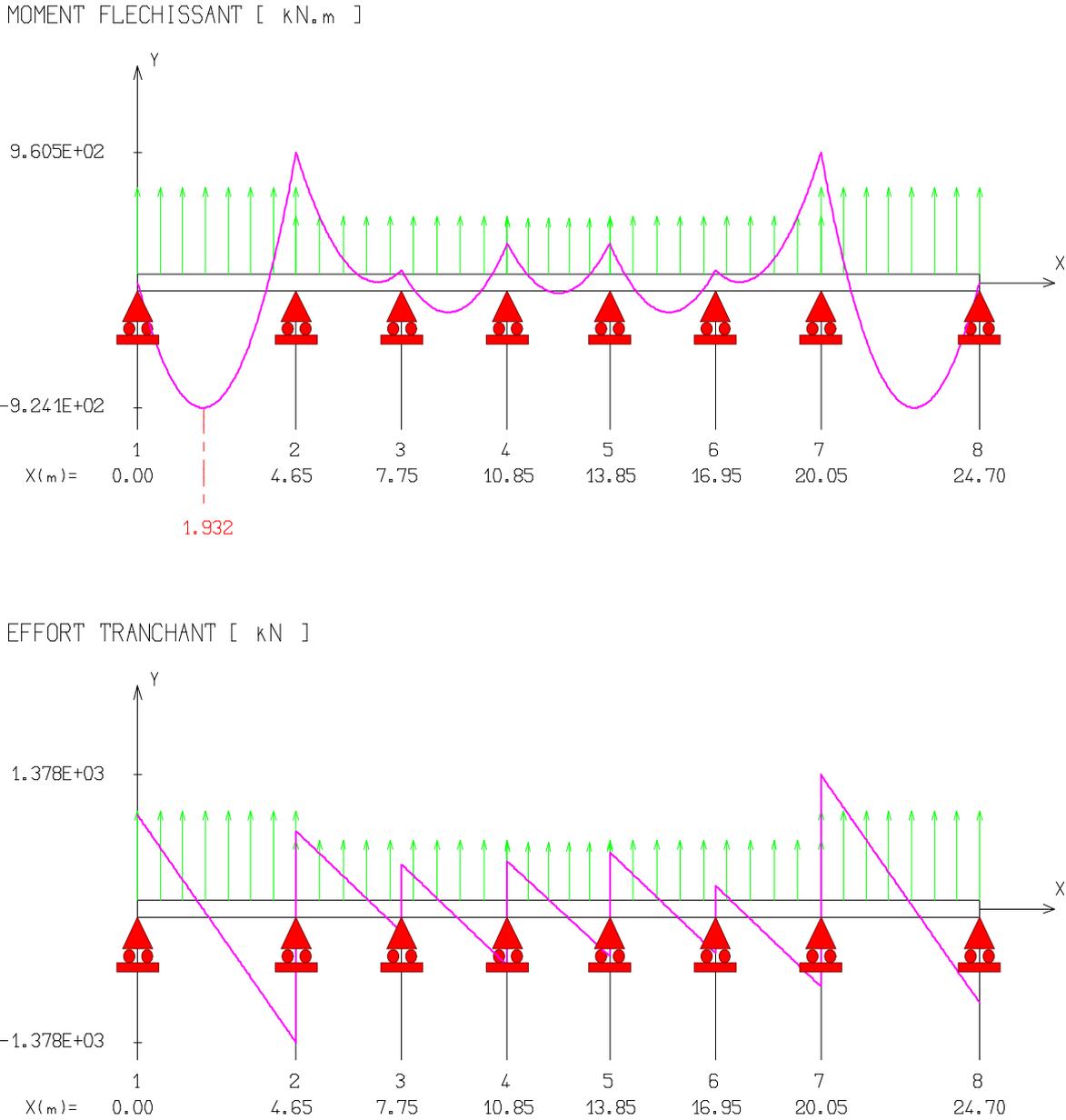


Figure VII.13 Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens x-x

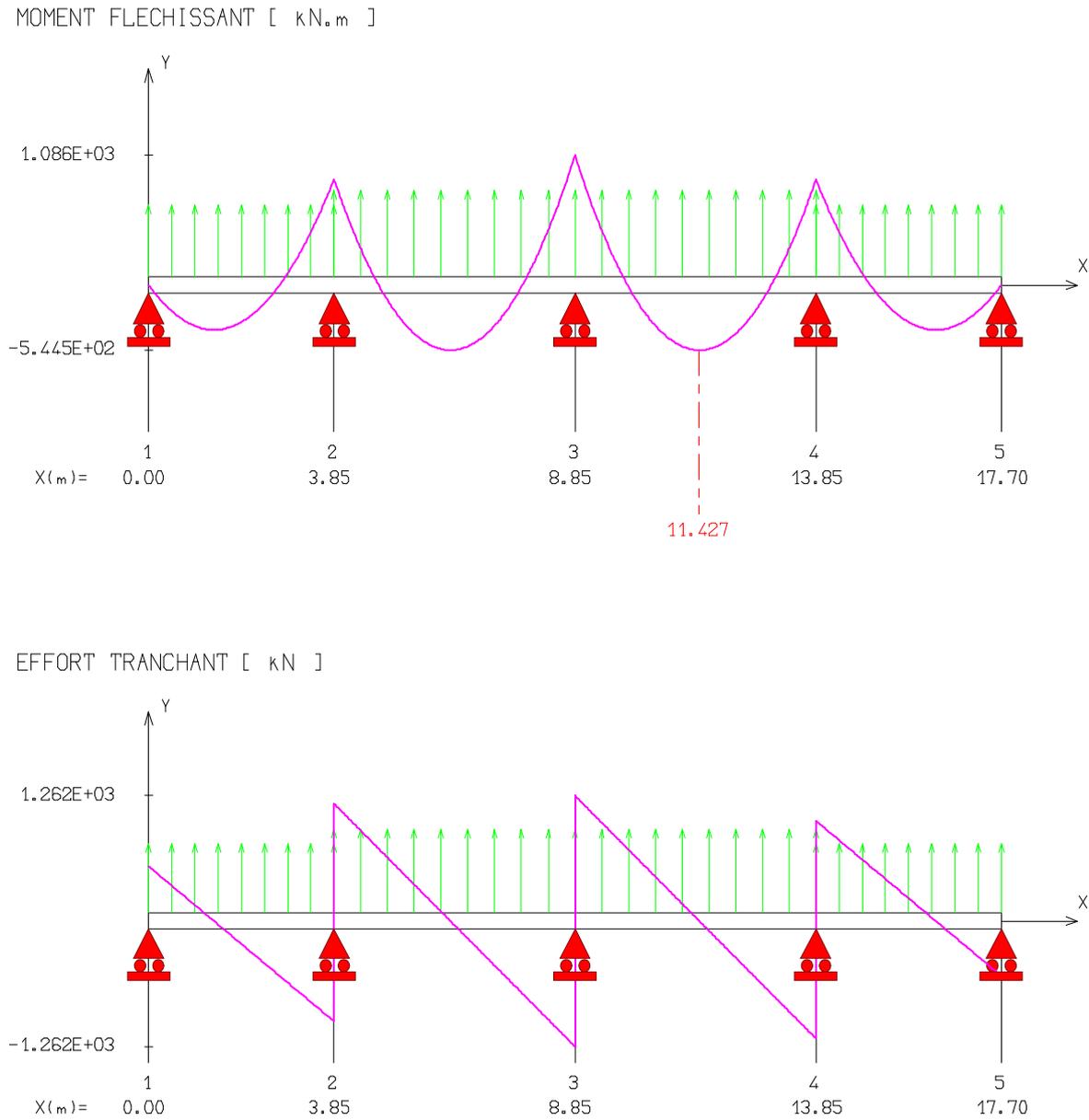


Figure VII.14 Diagrammes des moments et efforts tranchants à L'ELS sens y-y

Tableau VII. 16 Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELS

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_{ser} (KN.m)	960.5	924.1	1086	544.5
T_{ser} (KN)	1378		1262	

❖ Dimensionnement des nervures

La section de la nervure est considérée comme une section en T.

Avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2} \right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{500}{10}; \frac{465}{2} \right) \rightarrow b_1 = 0,40 \text{ m}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 1.5 \text{ m}$$

$$h = 140 \text{ cm} ; h_0 = 90 \text{ cm} ; b_0 = 90 \text{ cm}$$

$$C = 5 \text{ cm} ; d = 0,9h = 126 \text{ cm}$$

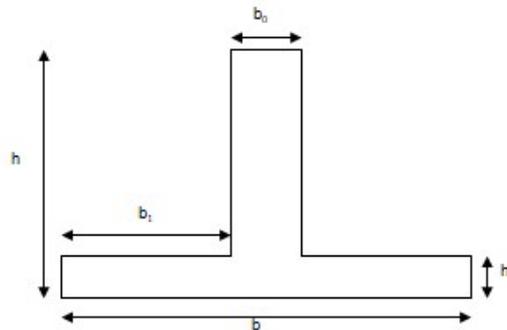


Figure VII.15 Section de la nervure

❖ Armatures longitudinales

➤ A l'ELU

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

Tableau VII.17 Calcul de ferrailage à l'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	1316	1266	1488	746.3
μ_{lu}	0.392	0.392	0.392	0.392
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$0,09 \leq 0.392$	$0,087 \leq 0.392$	$0,102 \leq 0.392$	$0,051 \leq 0.392$
A_s (cm ²)	53.68	51.51	61.25	29.59
A_{min} (cm ²)	13.04	13.04	13.04	13.04
Choix des barres	12HA25	12HA25	6HA32+6HA20	12HA20
As adopté (cm ²)	58.88	58.88	67.07	37.68
espacement (cm)	12	12	12	12

❖ **Vérification**

➤ **A l'ELU**

1) **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23b.d.f_{tj}}{f_e} = 13.04 \text{ cm}^2 A_L > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.4.2 Vérification de l'effort tranchant : $T_U = 1889 \text{ KN}$

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.75\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **A l'ELS**

1) **Vérification des contraintes: fissuration préjudiciable**

- **Dans le béton :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1.K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Dans l'acier :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.6\text{MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.18 Vérification des contraintes à L'ELS

	Sens	M_{ser} (kN. m)	y(cm)	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
Appuis	X-X	960.5	23.82	2725947.46	8.39	254.65	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$
	Y-Y	1086	25.08	3003249.2	7.72	287.92	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$
Travée	X-X	924.1	23.82	2725947.46	8.39	216.56	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$
	Y-Y	544.5	19.83	1928196.32	5.60	220.98	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

❖ **Redimensionnement de la section d'armature**

Tableau VII.19 Redimensionnement des armatures des nervures

	sens	M_{ser} (kN.m)	Choix	$A_{sadopté}$ (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Obs
Appuis	X-X	960.5	6HA32 +6HA25	77.7	26.57	3343332.22	7.63	195.77	CV
	Y-Y	1086	12HA32	96.46	28.85	3894640.87	8.04	180.48	CV
Travée	X-X	924.1	6HA32 +6HA25	77.7	26.57	3343332.22	7.63	195.77	CV
	Y-Y	544.5	6HA32	48.23	21.97	2341020.97	5.11	174.76	CV

❖ **Calcul des armatures transversales**

a) Selon le **BAEL91**

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_y K}{0,9 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ * S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ * \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \end{array} \right.$$

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4b \cdot S_t}{f_e}$

b : largeur de la nervure.

St : l'espacement des armatures transversales.

$St \leq \text{min}(0,9d; 40\text{cm})$.

$St \leq \text{min}(72 \text{ cm}; 40\text{cm})$.

On adopte: **St = 20 cm**

Donc: $A_t \geq \frac{0,4 \times 700 \times 200}{400} = 1,4 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \text{ min}} \right\}$$

Soit : $\phi_t = 10\text{mm}$

b) Selon le **RPA99/version 2003**:

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 20\text{cm}$;
- En zone courante : $St \leq h/2$; $St = 40\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 15cm**
- En zone courante : **St = 20cm**

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 4.2 \text{ cm}^2 > 1.4 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **6Φ10** **At = 4.71cm²**

❖ Conclusion :

On adopte trois cadres de diamètre «Φ10».

❖ Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration ; elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Selon le **BAEL 91** la hauteur de l'âme de la poutre : **$h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$**

Dans notre cas **$h_a = 80 \text{ cm}$** (vérifiée), dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

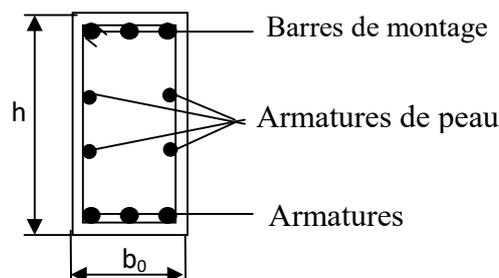


Figure VII.16 Répartition armatures dans les nervures

Pour les bâtiments cas général on a $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_{sp} = 3 \times 2 \times (b_0 + h)$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0.70 + 0.80) = 9 \text{ cm}^2$$

On adopter:

$$6\text{HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

❖ Schéma de ferrailage des nervures

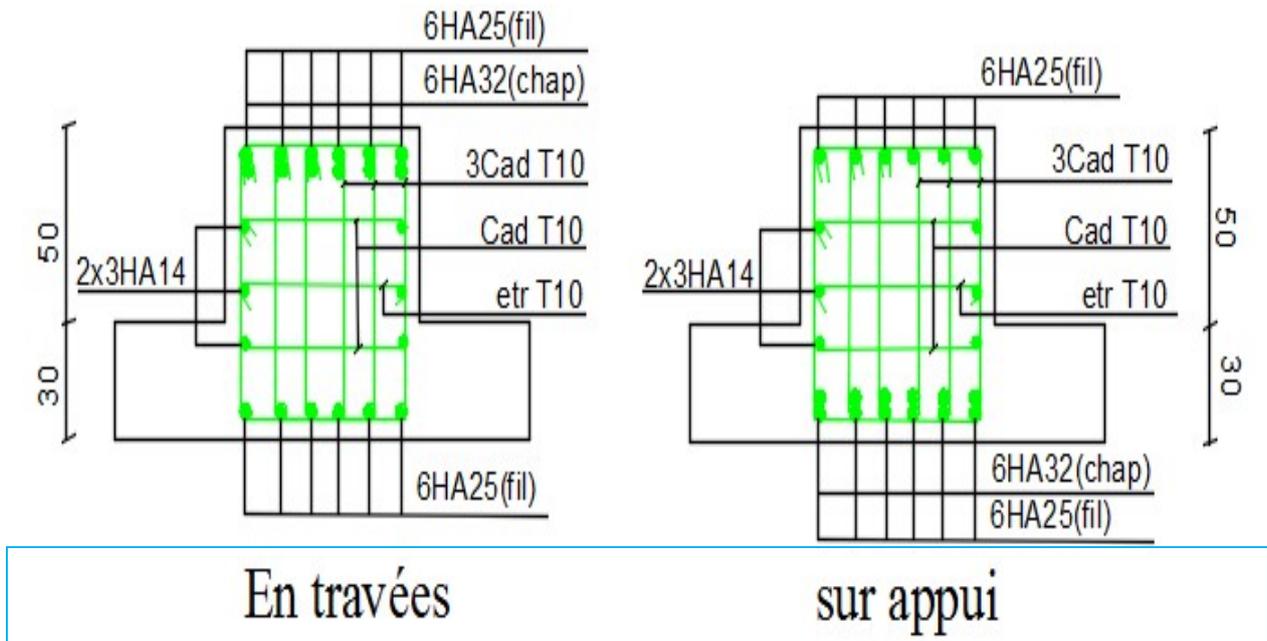


Figure VII.17 Schéma de ferrailage des nervures sens x-x

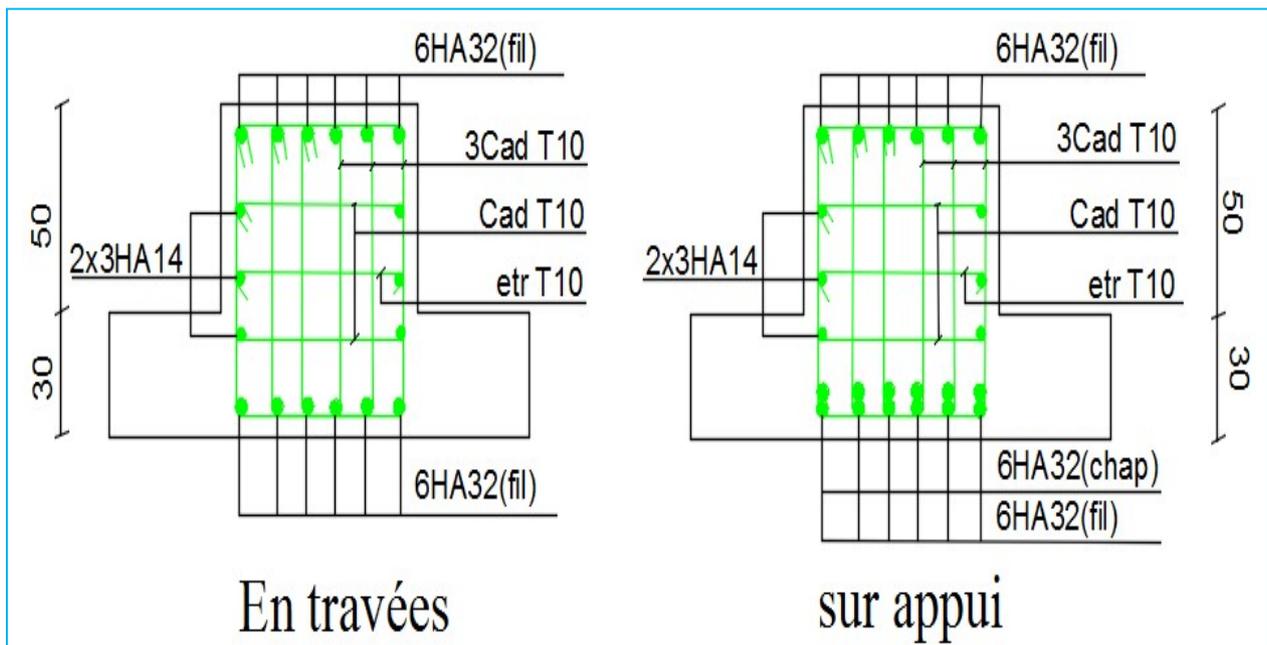
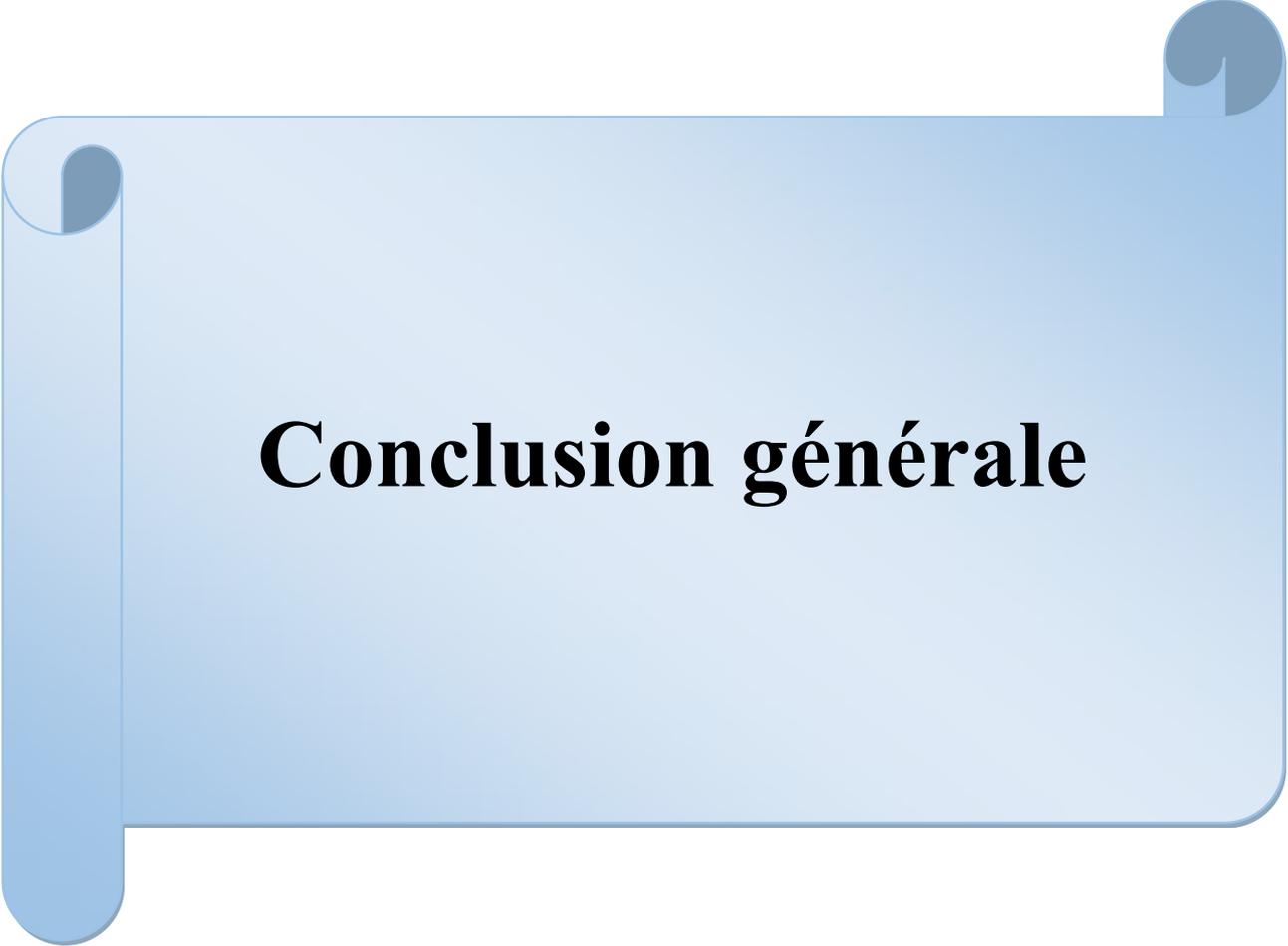


Figure VII.18 Schéma de ferrailage des nervures sens y-y



Conclusion générale

Conclusion générale

Après les études que nous avons faites sur l'effet du vent et du tremblement de terre sur le bâtiment de 20 étages, Nous avons abordé les points suivants dans les calculs et les études :

Plus la hauteur du bâtiment est élevée, plus l'effet du vent sur celui-ci avec une horizontale force et une planéité.

Et de même avec le tremblement de terre, que ce dernier a un impact plus important sur les structures de grande hauteur, plus précisément sur l'infrastructure du bâtiment