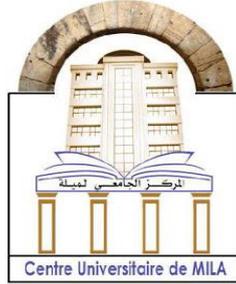


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Centre Universitaire Abd El Hafid Boussof Mila
Institut : des sciences et de la Technologie
Département : génie civil et hydraulique

**Projet de fin d'étude préparé en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER
Spécialité : GENIE CIVIL (Structure)**

**Etude d'un bâtiment R+8 à usage
multiple en zone sismique II a
contreventé par un système mixte
(Voiles-portiques)**

Préparé par:

➤ MESBAH IMANE

➤ LAMARA KENZA

soutenu devant le jury:

Dr. BOUKOUR SALIMA

Président

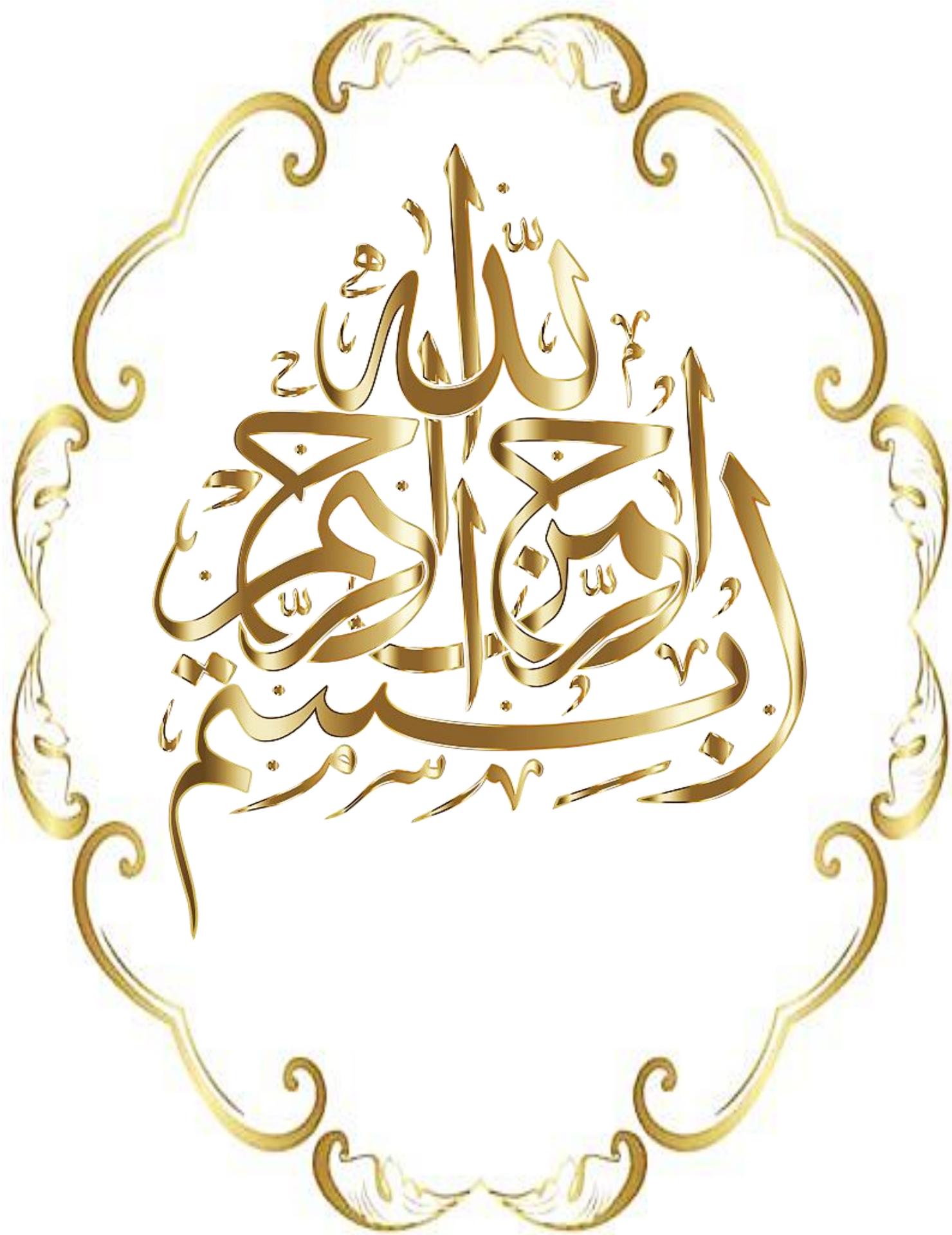
Dr. GUETTICHE ABDELHEQ

Examineur

Dr. RABEHI MOSTEFA

Promoteur

Année universitaire : 2022/2023





Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Dr. RABEHI Mostefa pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

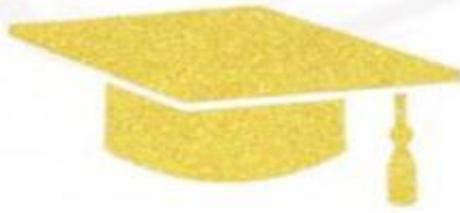
Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Kenza & Iman





Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher père
« **Mahfoud** »

À la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la
patience et, le soutien et le courage...ma tendre mère
« **Djawida** »

À ma chère sœur : « **Randa** »

À mon cher frère : « **Mahmoud** »

À la famille de mon oncle Fayçal pour m'avoir soutenu

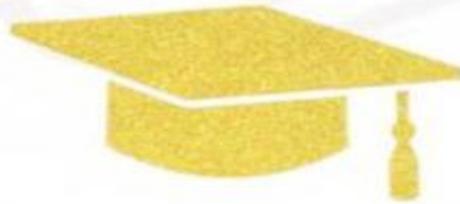
À mes amis : « **Meriem et Nadjla** »

À toute la promotion 2023, et à tous mes amis sans exception.

À tous ceux que je porte dans mon cœur.

Kenza





Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher père

« **Abdelmadjid** »

À la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la
patience et, le soutien et le courage...ma tendre mère

« **Noura** »

À mes chères sœurs : **Inass, Asma, Anfal et Ikram**

À la famille de **Belfatmi et Mesbah**

À mes amis : **Khawla et Omnia**

À toute la promotion 2023, et à tous mes amis sans exception.

À tous ceux que je porte dans mon cœur.

Iman



Liste des symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone.
As	Aire d'une section d'acier.
A_t	Section d'armatures transversales.
B	Aire d'une section de béton.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_i	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours).
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours).
F	Force ou action en général.
G	Action permanente.
Q	Charges d'exploitations.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
L_f	Longueur de flambement.
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent.
M_G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes.
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations.
M_U	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
M_t	Moment en travée.
M_a	Moment en appui.
N	Effort normal.
N_u	Effort normal de calcul ultime.
S_t	Espacement des armatures transversales.
T	Effort Tranchant, période.
R	Coefficient de comportement.
E.L.U	Etat limite ultime.
E.L.S	Etat limite service.

En minuscules :

a	une dimension.
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême.
d'	distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême.
e	épaisseur.
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche.
f_e	limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours.

h	hauteur totale d'une section de béton armé.
i	rayon de giration d'une section.
j	nombre de jours.
k	coefficient en général.
l	longueur ou portée (on utilise aussi L).
n	coefficient d'équivalence acier-béton.
s	espacement des armatures en générales.
s_t	Espacement des armatures transversales.
x	coordonnée en général, abscisse en particulier.
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
	Profondeur de l'axe neutre.
z	coordonnée d'altitude.

En minuscules :

Ø	Diamètre des armatures, mode propre.
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton.
ε	Déformation relative.
ε_{bc}	Raccourcissement relatif du béton comprimé.
ε_s	Allongement relatif de l'acier tendu.
ε's	Raccourcissement relatif de l'acier comprimé.
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature.
v	Coefficient de poisson, coefficient sans dimension.
ρ	Rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton.
σ	Contrainte normale en général.
γ	Élancement.
τ	Contrainte tangente (de cisaillement).
σ_{bc}	Contrainte de compression.
σ_{st} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s , σ'_s .
θ	Angle de frottement.
σ_s	Contrainte de traction admissible de l'acier.
σ_{bc}	Contrainte de compression admissible du béton.
β	Coefficient de pondération.
σ_{sol}	Contrainte du sol.



Sommaire

Sommaire

Sommaire

Titre	page
Remerciement	-
Dedicase	-
Liste des abréviations	-
Résumé	-
I.1. INTRODUCTION	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. INTRODUCTION	05
I.2.Présentation de l'ouvrage	05
I.2.1. Système structural	05
I.2.2. Dimensions en plan	06
I.2.3. Dimensions en élévation	08
I.3.Données du site	10
I.4.LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE	10
I.4.1.Contreventement	10
I.4.2.Les planchers	10
I.4.3.La maçonnerie	10
I.4.4.Terrasse	10
I.4.5.Revêtements	10
I.4.6.Escaliers	11
I.4.7.Acrotère	11
I.4.8.Isolation	11
I.4.9.Ascenseur	11
I.5.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	11
I.5.1. Béton	11
I.5.1.1 Résistance du béton	12
I.5.2. L'acier	14
I.5.2.1. Contrainte limite de calcul	15
I.5.2.2. L'allongement relatif de l'acier	16
I.6. Hypothèses de calcul des sections en béton armé	16
I.6.1. à L'E.L.U	16
I.6.2. à L'E.L.S	16
I.7. NOTION D'ETAT LIMITES	16
I.7.1. Les états limites ultimes	16

Sommaire

I.7.2. Les états limites de service	16
I.8.ACTIONS ET SOLLICITATIONS	17
I.8.1. Actions	17
I.8.2. Sollicitations	17
I.9.REGLES DE CALCUL	18
I.10. METHODOLOGIE DE CALCUL	18
I.11. CONCLUSION	19
CHAPITRE II: pré-dimensionnement des Éléments	
II.1. INTRODUCTION	21
II.2. LA PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	21
II.2.1. les planchers	21
II.2.1.1. Plancher en corps creux	21
Les poutrelles	22
II.2.1.2. Plancher dalle pleine	22
II.2.2. Les escaliers	23
II.2.2.1. Caractéristiques techniques	24
II.2.2.2. Dimensionnement	24
II.2.3.Pré dimensionnement de l'acrotère	25
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX	26
II.3.1. Pré dimensionnement des poutres	26
II.3.1.1. Les Poutres principales	26
II.3.1.2. Poutres secondaires (Chaînages)	27
II.3.2. Les Poteaux	28
II.3.3.Les voiles	28
II.4.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	29
II.4.1. Les Planchers	29
II.4.2. Balcon	31
II.4.3.Cloisons extérieures	31
II.4.4.L'escalier	32
II.5.DESCENTE DE CHARGES	33
II.5.1.Loi de dégression	33
II.5.2.Vérification de la section de poteau	37
II.6. Conclusion	39
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1. INTRODUCTION	43
III.2. ACROTÈRE	43
III.2.1. Calcul des efforts	44
III. 3.Calcul du ferrailage	46
III.3.1 Les armatures fictives.	46
III.4. Les escaliers	48
III.4.1. Introduction	48
III.4.2. Charge et surcharge	48

Sommaire

-Paillasse	48
-Palier	49
III.4.3. Schéma statique	49
III.4.4. Combinaison des charges	49
III.4.5.Calcul des armatures	54
III.4.6.Etude de la poutre palière	59
III.4.7.Schéma de ferrailage	66
III .5.Calcul des balcons	67
III .5.1Introduction	67
III.5.2. Évaluation des charges	67
III.5.3. Calcul des moments	69
III.6. LES PLANCHERS	71
III.6.1. Généralité	71
III.6.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure	71
III.6.3. Les combinaisons d'action	72
III.6.4. Type et Position des poutrelles	72
III.6. 5. Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles	74
III.6. 5 .1 Méthode forfaitaire	74
III.6. 5 .2 Méthode de Caquot minoré	76
III.6. 5.3. La dalle mince (table de compression)	89
III.7. L'ASCENSEUR	90
III.7.1. Pré dimensionnement	90
III.7.2. Détermination des charges et surcharges	90
III.7.3. Combinaison des charges	91
III.7.4. Calcul des efforts	91
III.7.5. Ferrailage de la dalle	91
III.7.6. Vérification	92
III.8. CONCLUSION	96
CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE ET ETUDE DYNAMIQUE	
IV.1. INTRODUCTION	98
IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE	98
IV.3. METHODES DE CALCUL	98
IV.3.1. Méthode statique équivalente	98
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	101
IV.4 Modélisation de la structure	103
IV.4.1 Présentation du logiciel de calcul	103
IV.4.2. Modélisation	104
IV.4.2.1. La structure avec les voiles	104
IV.4.2.2. Structure contreventée par système Mixte (voiles –portique)	108
IV.5. CONCLUSION	113

Sommaire

Chapitre V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS	
V.1. INTRODUCTION	115
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX	115
V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003	115
V.2.2. Sollicitation de calcul	117
Exemple de calcul	118
V.2.3. Vérifications	121
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	123
V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003	123
V.3.2. Ferrailage des poutres	124
V.3.2.1. Poutre principale	124
V.3.2.2. Poutre secondaire	125
V.3.3. Vérifications	127
V.3.3.1. Poutres principales	127
V.3.3.2. Poutre secondaire	128
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES	129
V.4.1. Recommandations de la RPA99 V 2003	130
V.4.2. Exemple de calcul	132
V.4.3. Ferrailage des voiles	135
V.5. CONCLUSION	137
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction	139
VI.2. Étude géotechnique du sol	139
VI.3. Choix du type de fondation	139
VI.3.1. Vérification de semelle isolée	139
VI.3.2. Radier général	140
VI.3.2.1. Pré dimensionnement de radier	140
VI.3.2.2. Les Vérifications	142
VI.3.2.3. Ferrailage du radier	143
VI.3.2.4. Ferrailage des nervures	146
VI.4. Conclusion	147
Conclusion générale	149
Référence bibliographique	151
Annexe	-

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Titre	page
CHAPITRE I : PRESENTATION DU L'ouvrage	
Tableau. I.1 : Limite élastique en fonction du type d'acier.	14
Tableau.I.2 Limite élastique en fonction du type de Treillis soudés.	14
Tableau. I.3: caractéristiques de béton armé utilisé	17
Tableau. I.4 : Caractéristiques mécaniques du béton	19
Tableau. I.5: Caractéristiques mécaniques des aciers	19
CHAPITRE II: pré-dimensionnement des Éléments	
Tableau. II.1: Charges permanentes de l'acrotère	26
Tableau. II.2: Charge permanente de terrasse à corps creux.	30
Tableau. II.3: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.	30
Tableau. II.4: Charge permanente et d'exploitation de balcon.	31
Tableau. II.5: Charge permanente de cloisons extérieures	31
Tableau. II.6: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.	32
Tableau. II.7: Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.	32
Tableau. II.8: Charge et surcharge de chaque étage (Poteau intermédiaires)	35
Tableau. II.9: Résultats des vérifications au flambement	38
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	
Tableau: III.1 : Calcul de la Combinaison des charges	49
Tableau III. 2. Tableau récapitulatif des sollicitations	53
Tableau: III.3. Ferraillage longitudinal de L'escalier à L'ELU.	55
Tableau III.4: Le choix de ferraillage des armatures longitudinal à L'ELU	55
Tableau III.5: Ferraillage longitudinal de L'escalier à L'ELS.	56
Tableau III.6: Le choix de ferraillage des armatures longitudinal à L'ELS.	56
Tableau III. 7: Vérification des contraintes à l'ELS	58
Tableau III.8 : Ferraillage de la dalle pleine	68
Tableau III.9 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS	69
Tableau III.10 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS	70

Liste des tableaux

Tableau.III.11: Les combinaisons d'action.	72
Tableau III.12 : les chargements sur les poutrelles.	77
Tableau III.13 : Sollicitations maximales dans la poutrelle (Terrasse).	79
Tableau III.14 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle terrasse).	85
Tableau III.15: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle terrasse).	85
Tableau III.16 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle terrasse).	85
Tableau III.17 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).	86
Tableau III.18 : calcul des contraintes (poutrelles terrasse).	86
Tableau III.19 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle terrasse)	88
Tableau III.20 : Vérification de la flèche (poutrelle terrasse).	88
Tableau.III.21 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.	92
Tableau.III.22 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.	93
CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE ET ETUDE DYNAMIQUE	
Tableau. IV.1: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.	100
Tableau. IV.2: Coefficient d'accélération de zone	102
Tableau. IV.3: Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2 .	102
Tableau. IV.4: Valeur de facteur de qualité	103
Tableau. IV.5: Résumé des résultats de calcul.	106
Tableau. IV.6: Vérification de l'interaction sous charges verticales.	107
Tableau. IV.7: Vérification de l'interaction sous charges horizontales.	107
Tableau. IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base.	109
Tableau. IV.9: Vérification des déplacements au sens x-x.	109
Tableau. IV.10: Vérification des déplacements au sens y-y.	109
Tableau. IV.11: Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x.	110
Tableau. IV.12: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y.	110
Tableau. IV.13: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant	111
Tableau. IV.14: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.	112

Liste des tableaux

Chapitre V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS	
Tableau. V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.	116
Tableau. V.2: Sollicitations dans les poteaux.	117
Tableau. V.3: Sections des armatures longitudinales	119
Tableau. V.4: Sections des armatures longitudinales adoptées.	119
Tableau. V.5: Sections des armatures transversales	120
Tableau. V.6: Vérification aux sollicitations tangentielles.	123
Tableau. V.7: Sollicitations de la poutre principale.	124
Tableau. V.8: Ferrailage de la poutre secondaire.	125
Tableau. V.9: Tableau récapitulatif des poutres.	126
Tableau. V.10: Vérification des contraintes à l'ELS.	127
Tableau. V.11: Vérification de la compression du béton.	127
Tableau. V.12: Vérification des contraintes à l'ELS	128
Tableau. V.13: Vérification de la compression du béton.	128
Tableau. V.14: Tableau de ferrailage des voiles.	135
Tableau. V.15: Tableau de ferrailage des voiles d'ascenseur.	135
Tableau. V.16: Vérification des contraintes des voiles à l'ELS.	136
Chapitre VI: Etude de l'infrastructure	
Tableau.VI.1 : Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant.	143
Tableau.VI.2 : Ferrailage de la dalle du radier	144
Tableau.VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.	146
Tableau.VI.4 : Ferrailage des nervures du radier.	146
Tableau.VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS	146

Liste des figures

Liste des figures

Titre	Page
CHAPITRE I : PRESENTATION DU L'ouvrage	
Figure. I.1: Situation géographique de notre ouvrage.	05
Figure I.2 : Vue en plan de RDC	06
Figure. I.3: Vue en plan de 1 ^{er} étage.	07
Figure. I.4: Vue en plan de 2 ^{eme} étage à 8 ^{eme} étage	07
Figure I.5 : Plan de terrasse.	08
Figure I.6 : La coupe AA	09
Figure I.7: Façade principale et Façade postérieure	09
Figure I.8: Diagramme contraintes-déformations du béton	13
Figure. I.9: diagramme contrainte – déformation	15
CHAPITRE II: prédimensionnement des Éléments	
Figure. II.1: Planchers à corps creux.	22
Figure. II.2: Schéma des poutrelles.	22
Figure. II.3: Les composants de l'escalier.	23
Figure. II.4 : Coupe en élévation d'escalier	24
Figure. II.5 : Dimensions de l'acrotère	26
Figure. II.6: La section de poutre principale.	27
Figure. II.7:La section Poutres secondaires	27
Figure. II.8: La section de Poteaux.	28
Figure. II.9: Coupe de voile en élévation.	29
Figure. II.10: Poteau intermédiaire	34
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	
Figure. III.1. Modèle de calcul de l'acrotère.	43
Figure III.2 : charges appliquées sur l'acrotère.	44
Figure. III.3: La section équivalente de calcul de l'acrotère.	46
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	48
Figure. III.5: Schéma statique des escaliers	49
Figure III.6: Schéma statique à l'ELU.	50

Liste des figures

Figure III.7: Schéma statique à l'ELS.	52
Figure III.8: Moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.U.	54
Figure III.9: Moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.S.	54
Figure III.10: Schéma de ferrailage d'escalier	66
Figure III.11: Schéma statique du balcon	67
Figure III.12: Schéma de ferrailage du balcon.	71
Figure.III.13 : Evaluation des efforts tranchants.	75
Figure III.14: Courbe des moments poutrelle (terrasse) en ELU	77
Figure III.15: Courbe des moments poutrelle (terrasse) en ELS	77
Figure III.16: Courbe des efforts tranchants poutrelle (terrasse) en ELU.	79
Figure.III.17 : Schéma de ferrailage des planchers.	89
Figure.III.18: vue en plan de dalle machine.	90
Figure.III.19: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.	95
CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE ET ETUDE DYNAMIQUE	
Figure IV.1: Modélisation 3D de la structure.	104
Figure. IV.2: Disposition des voiles	105
Figure. IV.3: Comportement de la structure sous disposition.	105
Chapitre V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS	
Figure. V.1: zone nodale	116
Figure. V.2: Schéma de ferrailage des Poteaux RDC et 1 ^{er} étage	122
Figure. V.3: Schéma de ferrailage des Poteaux 2 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	122
Figure. V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales	129
Figure. V.5: Schéma de ferrailage des poutres secondaires	129
Figure. V.6: Schéma de disposition des voiles	130
Figure. V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	131
Figure. V.8 : Diagramme des contraintes du voile	132
Figure. V.9: Schéma de ferrailage du voile V_{x1}	136
Figure. V.10: Schéma de ferrailage du voile de l'ascenseur	136
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	

Liste des figures

Figure.VI.1 : Schéma du poinçonnement.	142
Figure.VI.2 : Schéma de ferrailage de radier sens x-x	147
Figure.VI.3 : Schéma de ferrailage de radier sens y-y	147
Figure.VI.4 : Schéma de ferrailage des nervures.	148

Résumé

ملخص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنائية مقاومة لزلزال بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة. تتألف من طابق ارضي وهو عبارة عن محلات تجارية وثمانية طوابق سكنية والواقعة في ولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية Iia .

من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير الزلزالية الجزائري RPA99/VERSION2003 أما بخصوص الابعاد والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر CBA و BAEL91 .

الكلمات المفتاحية: روبيو2014, تحليل ديناميكي، خرسانة مسلحة، بناية.

Abstract

This project mainly consists of dynamic analysis of a mutli-porpose structure (R+8) .

The structure is located in Mila which is characterized by a medium seismic activity (zone IIa).

The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003). The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

Key words: Building, reinforced concrete, dynamic analysis, robot 2014.

Résume

Ce projet consiste principalement en une analyse dynamique d'une structure (R+8) à usage multiple.

La structure est située à Mila qui se caractérise par une activité sismique moyenne (zone IIa).

L'étude est réalisée au regard du code sismique algérien (RPA99 modifié en 2003). Le dimensionnement des éléments structuraux et leur ferrailage ont été réalisés selon le code algérien du béton armé (CBA93) et les états limites du béton armé (BAEL91).

Les mots clés : Bâtiment, béton arme, analyse dynamique, robot 2014.



INTRODUCTION

GENERALE

I. INTRODUCTION GENERALE :

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augment de plus en plus à cause de l'augmentation de la population en Algérie dans les zones du nord, le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments de hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres,

Pour répondre au besoin. Vu que le nord algérien est susceptible de subir des séismes majeurs. Alors construire de bâtiments de telle importance l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Pour répondre à toutes les exigences il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines, conception, modélisation, géotechnique règlement, Maitrise des matériaux ...etc.

Après la conception architecturale des structures, et l'étude géotechnique du site d'implantation, la structure sera transmise pour le dimensionnement génie civil selon les règles en vigueur. L'ingénieur génie civil va veiller à dimensionner les éléments de la structure sous différents chargements toute en respectant les prescriptions réglementaires. La conception parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil fait désormais partie taches de l'ingénieur. Dans le domaine du bâtiment, la bonne utilisation d'une norme parasismique par un ingénieur de structures suppose qu'il comprenne les particularités de l'action sismique.

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises en particulier et aux règles de l'art en général.

Dans ce présent travail nous présentons une étude d'un bâtiment en béton armé R+8 destiné à être utilisé vie. Le bâtiment en question se compose d'un rez-de-chaussée destiné à l'usage Commercial et 8 étages dédiés au logement. Le bâtiment sera construit dans l'état de Mila. Selon les systèmes sismiques algériens, la région de Mila est classée comme zone sismique IIa. Le bâtiment a des usages mixtes commerciaux et résidentiels soumis à la même réglementation. Classé en groupe d'usage 2. L'ouvrage considéré sera construit en ossature béton renforcée, cette charpente sera constituée d'huisseries en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des planchers qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Le travaille est divisé en Six chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés et le deuxième sera consacrer pour la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le troisième sera consacré pour redimensionnement des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ROBOT. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 9 étages encastés à la base. Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure(les fondations) Dans

INTRODUCTION GENERALE

cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question toute en respectant les règles en vigueur. Et en termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION :

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

Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé. Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- **BAEL 91 modifié 99** et **CBA93**.
- **RPA99 version 2003**.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un Rez De Chaussée (RDC) plus 8 étages à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté à la wilaya de **MILA** qui est classée comme une région de moyenne sismicité (**ZONEII_a**) selon le règlement parasismique algérien **RPA 99** version **2003**.



Figure. I.1: Situation géographique de notre ouvrage.

Il est classé, selon le même règlement, en **groupe d'usage 2 : ouvrage de moyenne importance** car il peut accueillir plus de 200 personnes.

Le bâtiment est composé de :

- le rez-de-chaussée (RDC à usage commercial).
- Le 1er étage jusqu'au 8ème étage à usage d'habitation (4 logements F3).

I.2.1.Système structural :

La structure choisie est contreventée par un système mixte (voile –portique) pour mieux reprendre les efforts sismiques et pour une meilleure rigidité.

• **Choix du système de contreventement.**

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (**Art. 1-b du RPA99/version 2003**) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2.2. Dimensions en plan :

Le bâtiment a une forme rectangulaire avec :

- Longueur en plan.....**24.80 m**
- Largeur en plan**19.80 m**

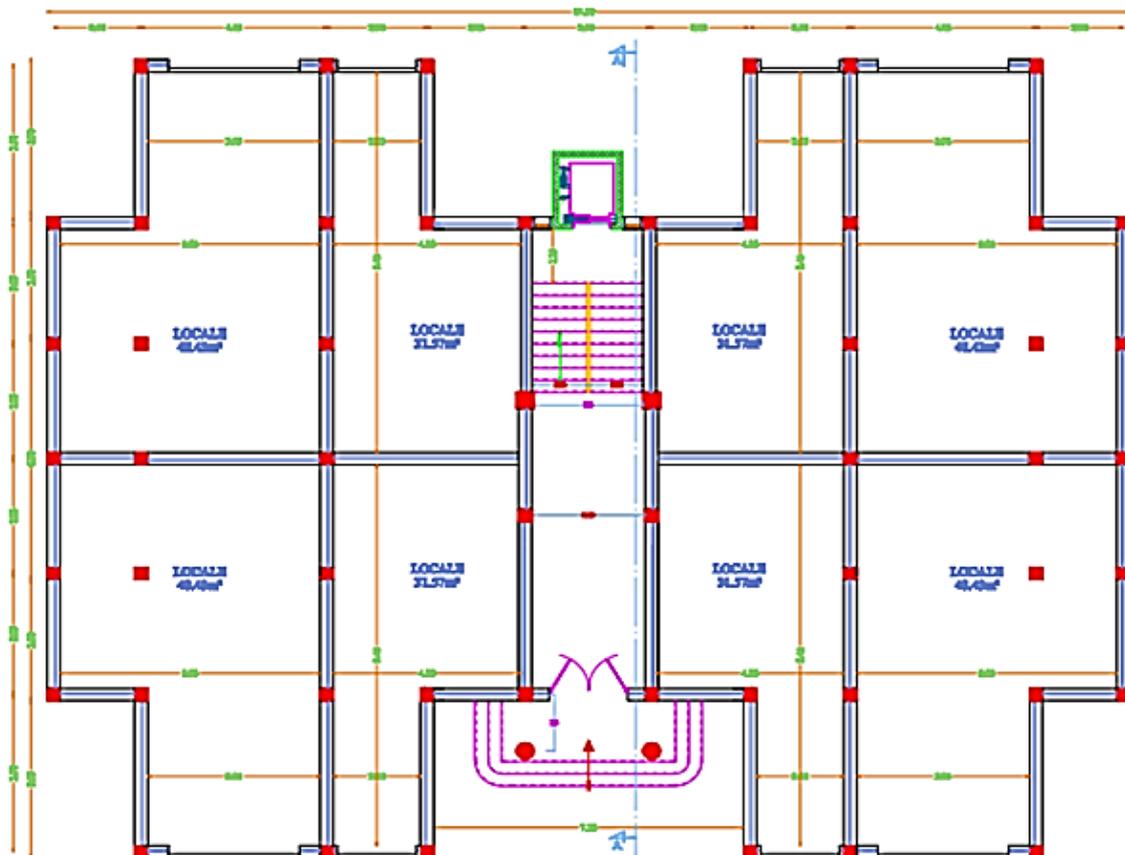


Figure I.2 : Vue en plan de RDC

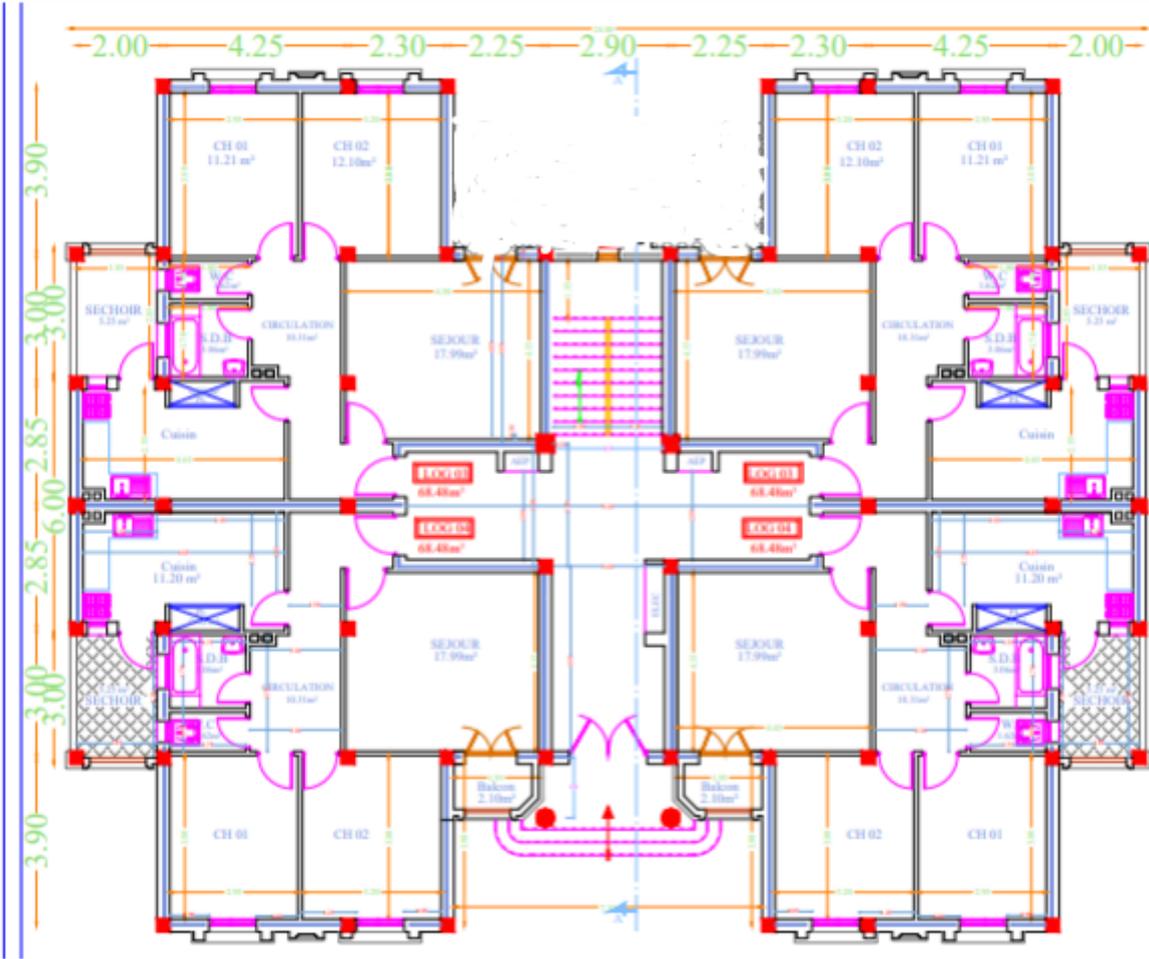


Figure. I.3: Vue en plan de 1^{er} étage.

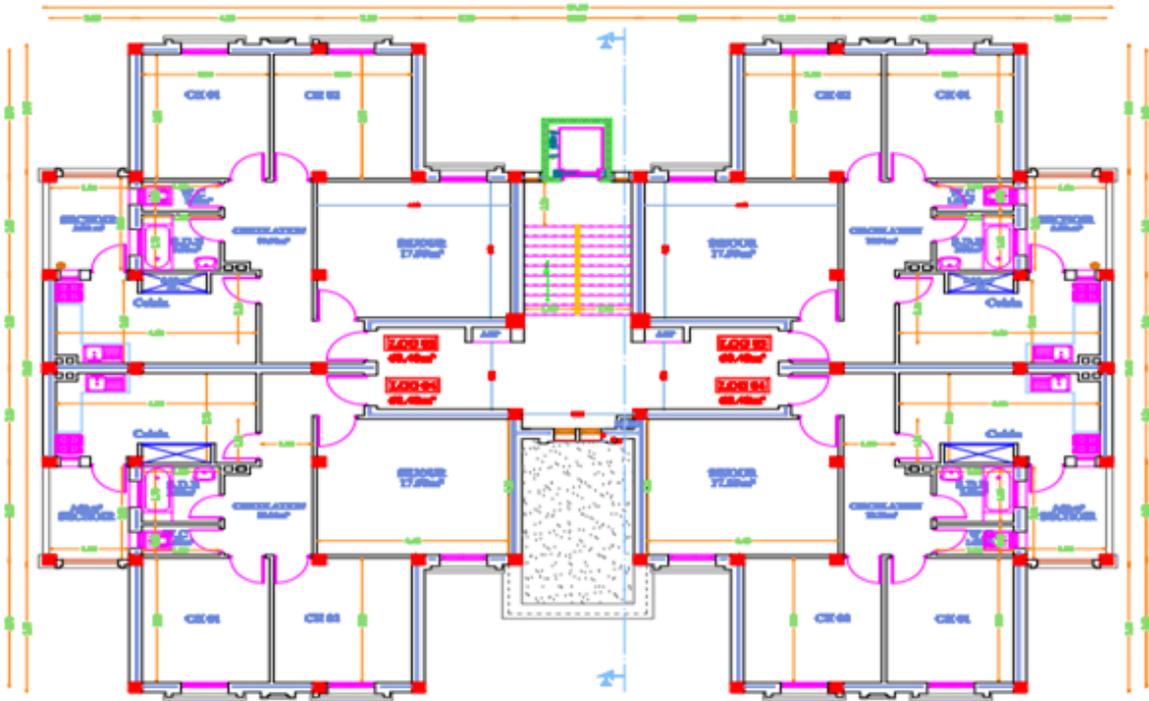


Figure. I.4: Vue en plan de 2^{eme} étage à 8^{eme} étage

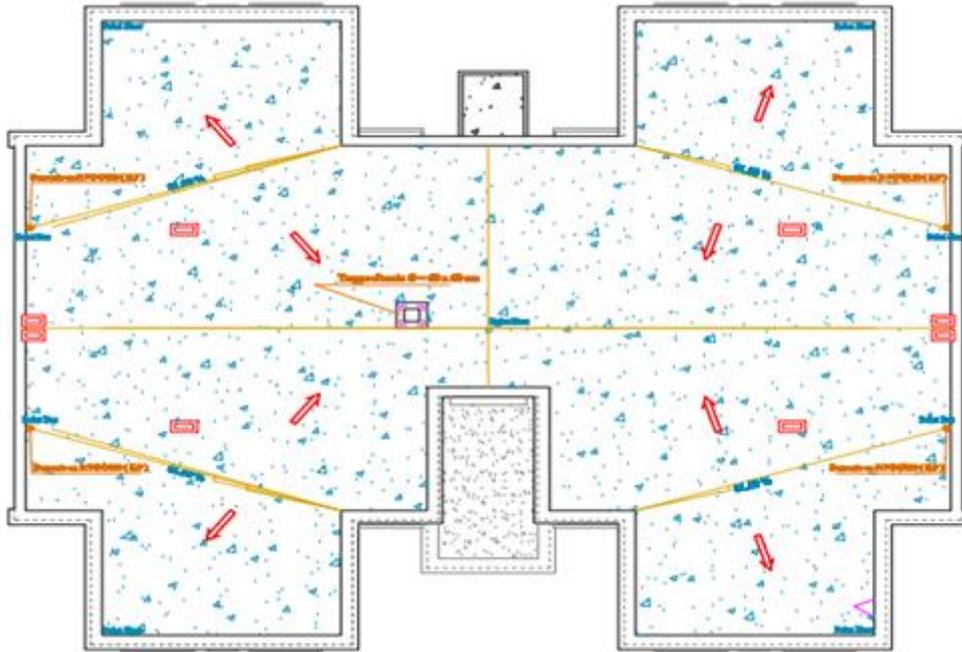


Figure I.5 : Plan de terrasse.

I.2.3. Dimensions en élévation :

En élévation le bâtiment a une hauteur totale de 27.54m avec :

Hauteur rez-de-chaussée	HRDC=3.06m.
Hauteur de l'étage courant	He = 3.06m.
Acrotère.....	0.60 m.

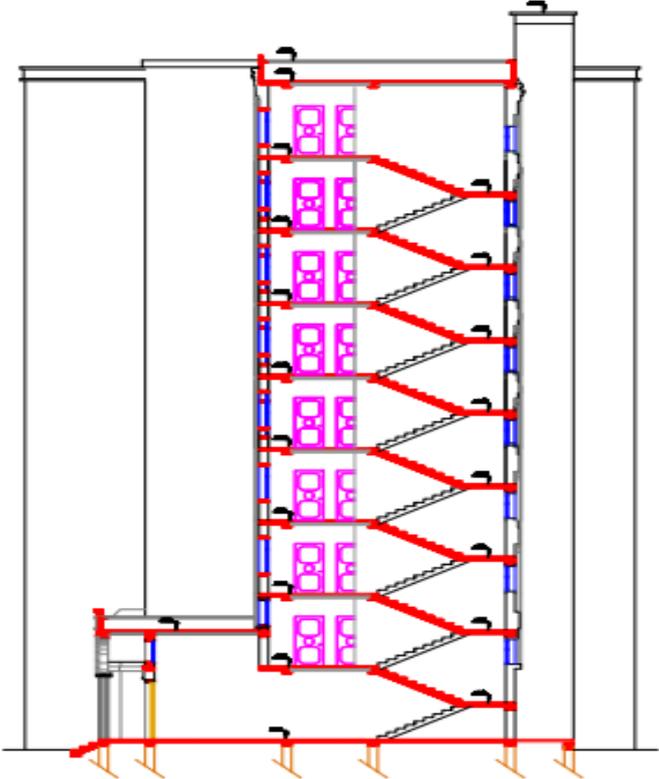


Figure I.6 : La coupe AA.



Figure I.7: Façade principale et Façade postérieure.

I.3.Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme :

- Une zone de sismicité moyenne (zone **II_a**).
- L'ouvrage appartient au groupe **d'usage 2**.
- Le site est considéré comme : **meuble (Site 3)**.
- Contrainte admissible du sol = **2 bars**.

I.4.LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE :

I.4.1.Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent. En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

I.4.2.Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, dans notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

- ❖ Plancher en corps creux « 16+4 cm » pour RDC et les différents étages (08 étages).
- ❖ Plancher dalle pleine pour balcon.

I.4.3.La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse :

a. Murs extérieurs :

Constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur (15+5+10).

b. Murs intérieurs :

Constitués par une seule paroi de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.4.Terrasse :

La terrasse inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 60 cm de hauteur. Elle comporte des pentes de 1,5% pour l'évacuation des eaux pluviales.

I.4.5.Revêtements :

a. Terrasse

- Protection gravillon.
- Etanchéité multicouche.
- Forme de pente.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

b. Étage courant

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

I.4.6. Escaliers :

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I.4.7. Acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de **60 cm** de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau des murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

I.4.9. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 4 personnes.

I.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :**I.5.1. Béton :**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350 kg/m³.

La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Par exemple Pour 1m³ il nous faut :

- 350 kg du ciment (CPA-325, CRS).
- 400 litres de sable « $D \leq 5\text{mm}$ ».
- 800 litres de gravier « $10\text{mm} \leq D \leq 30\text{mm}$ ».
- 180 litres de l'eau de gâchage.

Le béton ordinaire est constitué en générale de :

- Pate pure : (Ciment, eau et air).
- Granulats : (Sable, gravillons).
- Produits d'addition éventuels (Adjuvants).

I.5.1.1 Résistance du béton :

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'Age de 28 jours f_{c28} .

Selon les règles de CBA93 (Art A2.1)

La résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi. [2]

$$j < 28 \text{ jours} \quad \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{pour } f \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f > 40 \text{MPa} \end{cases}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ pour } j > 28 \text{ jour}$$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, Dans ce projet on adopte: $f_{c28}=25\text{MPa}$

b. Résistance du béton à la traction (CBA.93 Art A. 2.1.1.2) [2] :

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression avec une mauvaise résistance à la traction, mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28}

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours désignée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation:

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{pour} & & f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \\ f_{c28} &= 25 \text{MPa} & \text{donc} & & f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \end{aligned}$$

c. Module de déformation longitudinale du béton (BAEL91.A.2.1.21)[3]

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut des mesures qu'à l'âge de (j) jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égale.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} \quad \text{donc :} \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPA}$$

Les déformations différées du béton

Module de déformation différée (E_{vj}) correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 comprennent le retrait et le fluage. Les heures) est :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} \quad \text{donc :} \quad E_{vj} \approx 10818.87 \text{ MPA}$$

d. Module de poisson :(Art A-2.1.3 BAEL91) [3] :

$\nu = 0.2$ Pour la justification aux ELS.

$\nu = 0$ Pour la justification aux ELU.

e. Contrainte limite du béton CBA93 (Art A 4.3) [2] :

➤ Etat limite ultime :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton Un diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle).

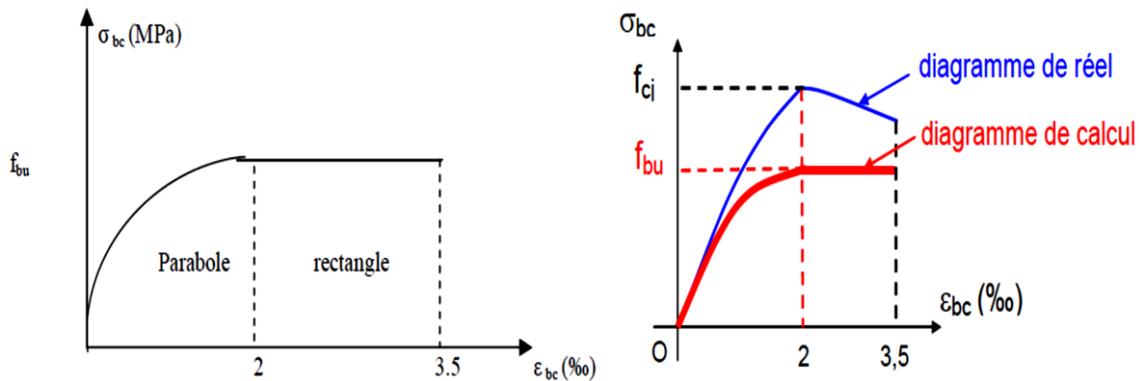


Figure I.8: Diagramme contraintes-déformations du béton.

La Contrainte ultime du béton en compression (**Art A-4. 3.4 BAEL91**) [3]:

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

✓ f_{bc} : contrainte limite ultime de compression.

✓ γ_b : coefficient de sécurité.

✓ $\gamma_b = 1,15$ « pour les situations accidentelles ». Donc $f_{bu} = 18,48$ MPa

✓ $\gamma_b = 1,50$ « pour les situations durables ». Donc : $f_{bu} = 14,16$ MPa.

✓ 0,85: coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.

✓ θ : dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est >24 h
- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est < 1 heure.

➤ Etat limite de service CBA93 (Art A 4.5) [2]:

- Contrainte admissible de compression dans le béton CBA 93 (Art A.4.5.2) [2]:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte ultime du béton au cisaillement : BAEL91 (A.5.1.2) [3].

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \quad \text{Si : la fissuration est non préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \quad \text{Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.5.2. L'acier :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent Par leur nuance et leur état de surface « barres lisses et a haute adhérence ». Ces aciers sont livrés en barres de 12m à 15m avec des diamètres qui varient de : « 6 , 8 , 10 , 12 , 14 , 16 , 20 , 25 , 32 , 40 ».

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e :

a) Aciers en barres:

Tableau. I.1 : limite élastique en fonction du type d'acier.

Caractéristiques	Types d'acier			
	Deux et lisses		A haut adhérence (symbole)	
Dénomination	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500
Limite élastique f_e en MPa	215	235	400	500
Resistance a la rupture σ_r en MPa	≥ 330	≥ 410	≥ 480	≥ 550

b. Treillis soudés:

Tableau.I.2: limite élastique en fonction de type de treillis soudés

Caractéristiques	Types de treillis	
	Lisser (symbole T.S.L)	A haute a dérence (symbole T.S.H.A)
Limite élastique Fe en MPa	500 (tous diamètres)	500 (tous diamètres)
Resistance a la rupture σ_r en MPa	550	550
Allongement à la rupture	8%	8%

Dans notre projet on utilise l'acier **Fe E400**

- Les caractéristiques des aciers utiles pour la justification d'une section sont:(**Art A-2.2.1 BAEL91**) [3] :

- La limite d'élasticité « f_e ».
- Le diagramme « contraintes-déformations ».

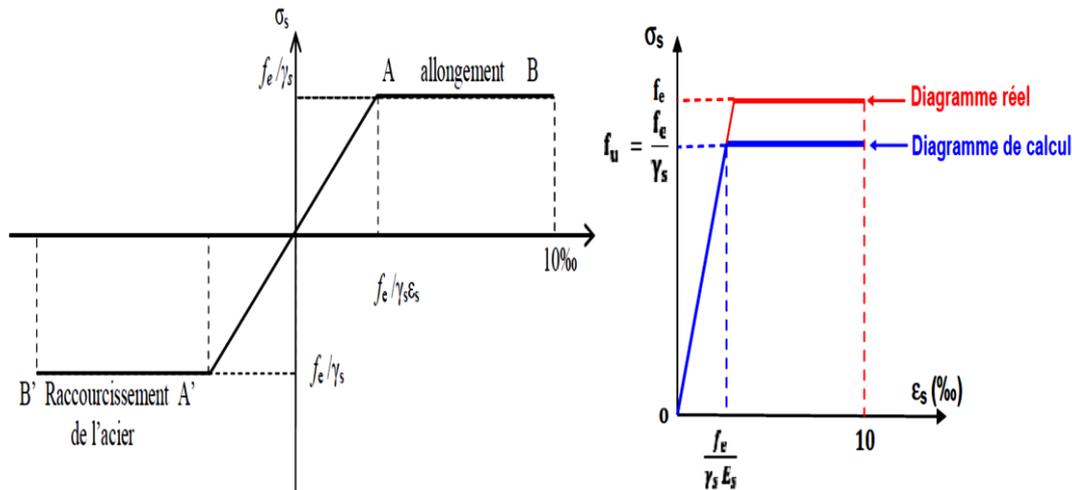


Figure. I.9: diagramme contrainte – déformation

Ce diagramme se compose :

- De la loi de « Hooke » de pente $E_s=200000\text{MPa}$ « module d'élasticité longitudinale ».
- D'un palier horizontal d'ordonnée : f_e/γ_s

I.5.2.1. Contrainte limite de calcul :

➤ à L'E.L.U : On a : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$.

f_e : Limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_s : 1,15 dans les cas courants.

γ_s : 1,10 dans les cas accidentels.

➤ à L'E.L.S :

La contrainte de traction des armatures est limitée à certaines valeurs dans différent cas :

➤ **Fissuration peu nuisible (Art A-4.5.32 BAEL91) [3] :**

Aucune vérification n'est requise.

$$\bar{\sigma}_s = f_e$$

➤ **Fissuration préjudiciable (Art A-4.5.33 BAEL91) [3]:**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

➤ **Fissuration très préjudiciable (Art A-4.5.34 BAEL91) [3] :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec n: Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

I.5.2.2. L'allongement relatif de l'acier :

On a : $\epsilon_s = (f_e/\gamma_s)/E_s$

Avec: E_s module d'élasticité longitudinale « $E_s=200000\text{MPa}$ ».

I.6. Hypothèses de calcul des sections en béton armé :

I.6.1. à L'E.L.U :

- ✓ **H 1:** « Hypothèse de NAVIER_BERNOULLI » Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ **H 2:** IL n' y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- ✓ **H3:** La résistance a la traction du béton est négligée a cause de la fissuration.
- ✓ **H4:** Le raccourcissement relatif du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion à 2‰ en compression simple.
- ✓ **H5:** L'allongement relatif de l'acier est limité à 10‰.
- ✓ **H6:** Les matériaux « Acier béton » sont considérés dans leur comportement plastique.
- ✓ **H7:** Le diagramme de déformation d'une section droite satisfait la règle des trois pivots décrite dans le règlement « B.A.E .L.91 ».

I.6.2. à L'E.L.S :

Les trois premières hypothèses sont conservées de plus :

- ✓ **H4:** Le béton et acier sont considérés comme des matériaux linéairement Elastiques.
- ✓ **H5 :** Par convention le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et béton (C.B.A.93.art. A.4.5.1) [2]: $n = E_s/ E_b=15$
 n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.7. NOTION D'ETAT LIMITES :

Un état limite est un état au de la du quel la structure, ou l'élément de la structure, est mise hors services, c'est -à- dire ne dépend plus des fonctions pour les quelles elle a été conçue.

- Les états limites se classent en deux catégories :

I.7.1. Les états limites ultimes :

Correspondant a la perte d'équilibre statique « basculement » à la perte de stabilité de forme « flambement » et surtout à la perte de résistance « rupture » qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

I.7.2. Les états limites de service :

Etas limites au service de la du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

I.8. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

I.8.1. Actions :

1. Actions permanentes :

Ces actions représentées par « **G** » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussés et les pressions des terres.
- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis ».

2. Actions variables :

Ces actions représentées par « **Q** » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

03. Actions accidentelles :

- Séismes.
- Effet des chocs « explosion ».

I.8.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- effort normal : N
- effort tranchant : V
- moment fléchissant : M
- Couple de torsion : T

Le tableau ci-dessous récapitulatif les différentes caractéristiques de béton armé utilisé :

Tableau. I.3: caractéristiques de béton armé utilisé.

F_{c28} (MPA)	F_{t28} (MPA)	E_{ij} (MPA)	E_{iv} (MPA)	γ_b	σ_{bc} (MPA)	E (MPA)	γ_s	σ_s (MPA)	σ_{st} (MPA)
25	2.1	32164.195	10818.78	1.5	14.2	2*10 ⁵	1.15	347.82	201.63

I.9. REGLES DE CALCUL :

On utilise pour le calcul de Ce projet les règlements suivants :

- ✓ Règles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003**). [1]
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**). [5]
- ✓ Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (**BAEL 91 modifiée en 99**). [3]
- ✓ règles de calcul du béton armé Algérien (**CBA93**) [2]

I.10. METHODOLOGIE DE CALCUL :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en Élément finis de la structure par le logiciel **Auto desk Robot 2014**.
- Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA99 version2003**.

I.11. CONCLUSION :

Les tableaux ci-dessous récapitulatif les différentes caractéristiques du béton utilisées pour nos calcul :

Tableau. I.4 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance	A la compression		25MPa
	A la traction		2.1MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	14.16MPa.
		Situation accidentelle	18.48MPa.
	ELS		15MPa
Module de déformation	Instantané		32164.195MPa
	Différé		10818.87MPa

Tableau. I.5: Caractéristiques mécaniques des aciers

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	347.82MPa
		Situation accidentelle	363.63MPa
	ELS	Fissuration peu préjudiciable	400MPa
		Fissuration préjudiciable	201.63MPa
		Fissuration très préjudiciable	164.97MPa

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. LA PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :

II.2.1. Les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

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

II.2.1.1. Plancher en corps creux:

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis). L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

a) Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure Ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de : $e=20$ cm.

b) Condition de résistance à la flèche :

CBA93 [4]

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le

CBA93 comme suit : $e \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

Avec : e : Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

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

$L_{\max} = \min (L_x (\max), L_y (\max))$.

$L_{\max} = 390$ cm.

$h_t \geq \frac{390}{22.5} = 17.33$ cm

On opte pour la hauteur du plancher $h_t = 20$ cm (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de Compression.

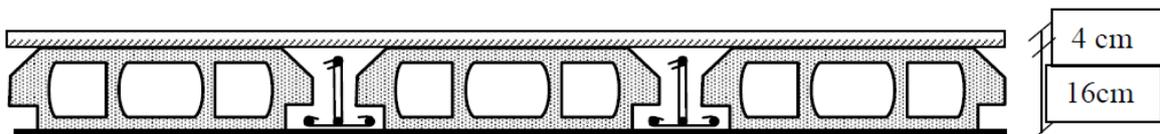


Figure. II.1: Planchers à corps creux.

❖ Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges Réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

➤ Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le BAEL.6.11 : $L_{\min} = 390$ cm

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 h_t ; 0,4 h_t]$ avec $h_t = 20$ cm donc on adopte $b_0 \geq [6 ; 8]$

⇒ On adopte $b_0 = 10$ cm.

$b_1 \geq \min [L/2 ; L_{\min}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55$ cm.

$b_1 \geq \min [55/2 ; 390/10] = \min (27,5 ; 39)$ cm ; on adopte $b_1 = 27,5$ cm.

$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65$ cm.

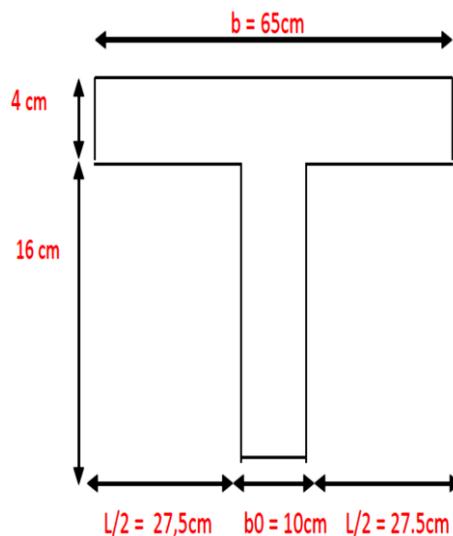


Figure. II.2: Schéma des poutrelles.

II.2.1.2. Plancher dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 Appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois critères :

a) Résistance au feu :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 16$ cm.

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques **CBA93** en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à **16 cm**.

c) Critère de résistance [6] :

- Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une **poutre de 1 mètre de largeur**.
- Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers

Avec :

L_x : petite portée du plancher.

L_y : grande portée du plancher.

Dans tous les cas on a :

✓ Dalle pleine portant dans deux directions ($L_x/L_y > 0.4$) :

Travée isostatique : $L_x/40 \leq h_0 \leq L_x/25$

Travée hyperstatique : $L_x/50 \leq h_0 \leq L_x/35$

✓ Dalle pleine portant dans une direction ($L_x/L_y < 0.4$) :

Travée isostatique : $L_x/30 \leq h_0 \leq L_x/20$

Travée hyperstatique : $L_x/35 \leq h_0 \leq L_x/25$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée

$L_x = 1.40 \text{ m}$; $L_y = 1.95 \text{ m}$

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 > 0.4$ Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

Alors la dalle est reposée sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{20}$$

$$\frac{140}{30} \leq h_0 \leq \frac{195}{20}$$

$$4.66 \leq h_0 \leq 9.75$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $h_0 = 16 \text{ cm}$.

II.2.2. Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux

D'une construction, est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

II.2.2.1. Caractéristiques techniques :

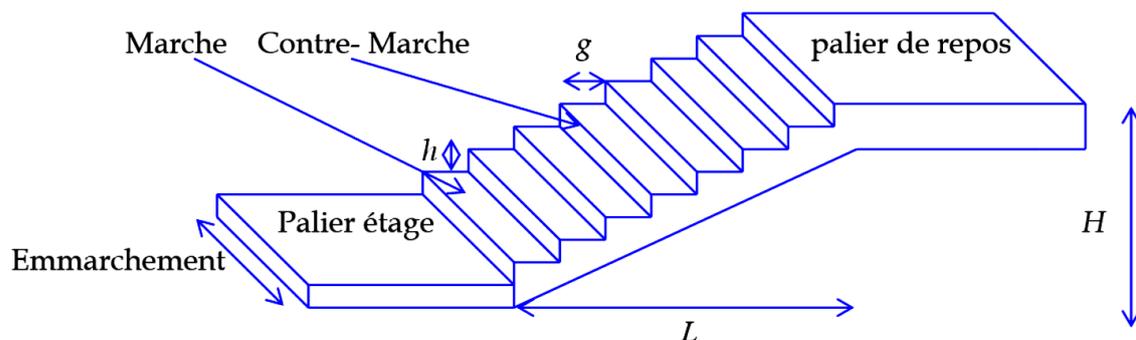


Figure. II.3: Les composants de l'escalier.

Dans notre projet on a un type d'escalier :

Type : escalier a deux volées pour le RDC et les étages courants.

II.2.2.2. Dimensionnement :

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier.

En pratique, nous avons :

▪ La hauteur h : $14 \leq h \leq 18$

▪ La largeur g : $25 \leq h \leq 32$

On prend : **h = 17 cm, g = 30 cm**

$59 \leq 2h+g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots (cv)$

a) Escalier RDC + EC :

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre Marche} \Rightarrow n_t = 18 \text{ contre marche}$

➤ Paillasse :

$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche ;}$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{153}{270} = 0.56$

$\Rightarrow \alpha \cong 30^\circ$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux appuis inclinés d'épaisseur e.

$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow \cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}} \Rightarrow L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 135$

$\Rightarrow L_{\max} = \frac{270}{\cos 30} + 135 = 446.76 \text{ cm}$

$\Rightarrow 14.89 \leq e \leq 22.33 \text{ on prend : } e = 16 \text{ cm}$

Épaisseur de palier :

Pour le palier, on adopte une épaisseur de **16cm**.

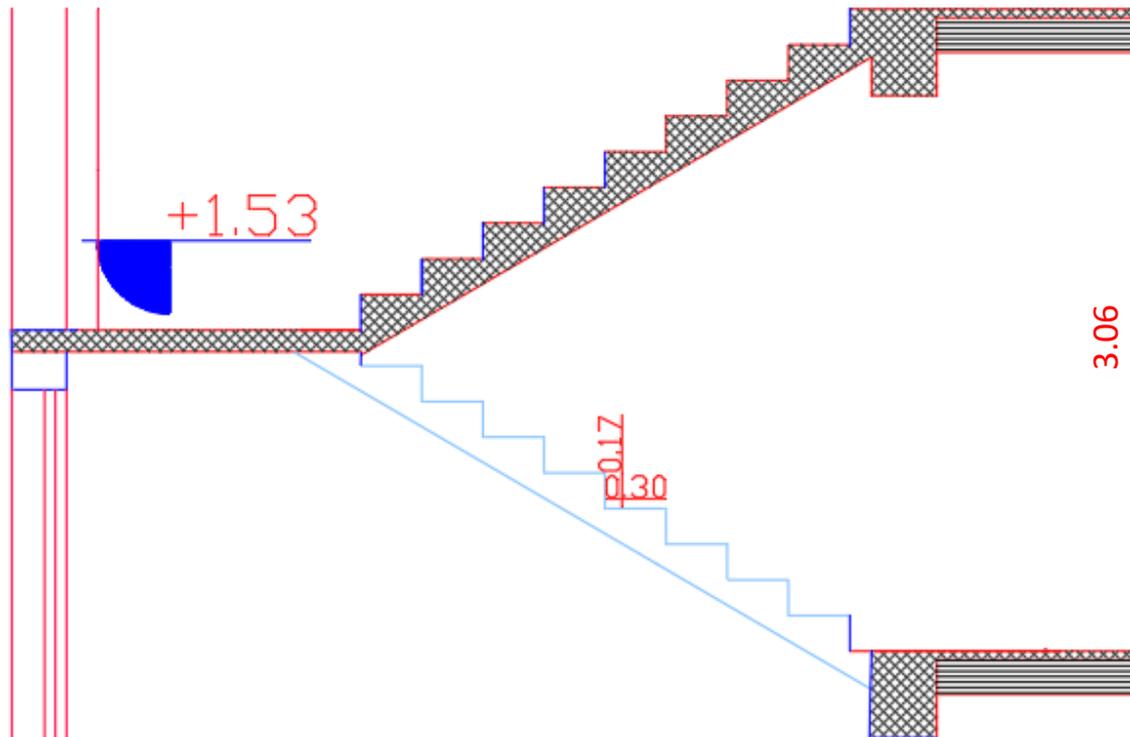


Figure. II.4 : Coupe en élévation d'escalier

II.2.3. Pré dimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est un rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture. L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
 - Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).
- Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

Evaluation des charges de calcul :

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage

Sont données dans le tableau suivant :

$$\gamma_b = 25000 \text{ N/ m}^3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + [(0.1 \times 0.04) / 2] = \mathbf{0.068 \text{ m}^2}$$

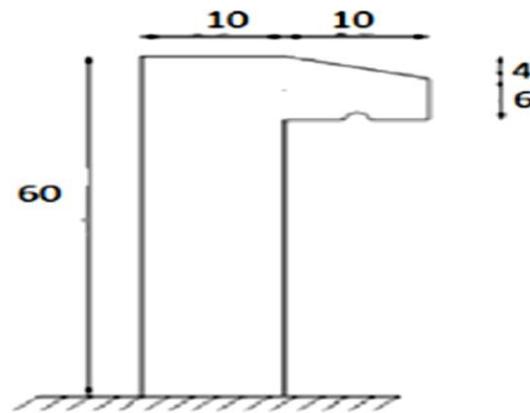


Figure. II.5 : Dimensions de l'acrotère

Tableau. II.1: Charges permanentes de l'acrotère

Eliment constituants	Masse volumique KN/m ³	Surface m ²	Masse linéaires KN /m
Acrotère	25	0.068	1.7
Enduit en ciment	2	0.2	0.4
Total	G= 2.1		

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :

II.3.1. Pré dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux de section ($b \times h$). Il y a deux types de poutres :

II.3.1.1. Les Poutres principales :

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

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

L_{\max} : est la longueur maximale entre les nus (BAELB.6.1.1) [1].

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est de longueur entre nus :

$$L_{\max} = 425 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5 \Rightarrow \text{on prend : } h = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } 12 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1) [1] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.14 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

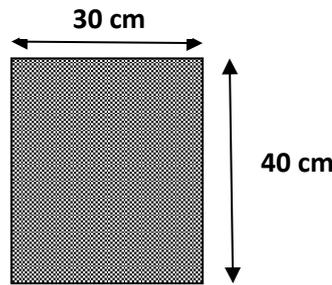


Figure. II.6:La section de poutre principale.

La condition est vérifiée, donc on adopte
 Pour les poutres principales
 Une section de : **b×h = (30cm ; 40cm)**

II.3.1.2. Poutres secondaires :

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

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

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur :

$$L_{x_{\max}} = 390\text{cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L_{x_{\max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{x_{\max}}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$$\begin{cases} 26 \leq h \leq 39 \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1) [1] est effectué par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

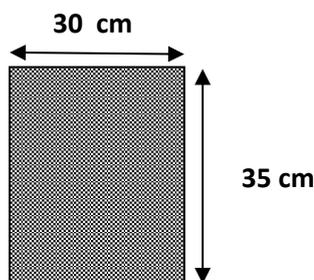


Figure. II.7:La section Poutres secondaires.

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres Secondaires une section de :

$$\mathbf{b \times h = (30\text{cm} \times 35\text{cm})}$$

II.3.2. Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du **BAEL91**, en appliquant les trois critères suivants :

- ✓ Critère de résistance.
- ✓ Critère de stabilité de forme.
- ✓ Règles du **RPA99 (version2003)**

Les exigences de **RPA** en zone II_a .

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.4.1) [1]}$$

Soit ($b=30\text{cm}$; $h=40\text{cm}$).

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(30,40) \geq 25 \text{ cm} & (\text{c. v}) \\ \min(30,40) \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 & (\text{c. v}) \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{40} < 4 \quad 0.25 < 0.75 < 4 & (\text{c. v}) \end{array} \right.$$

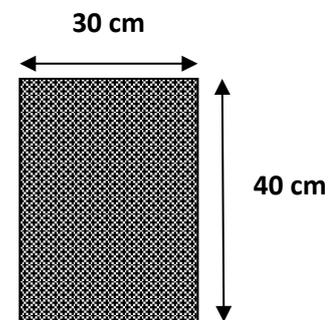


Figure. II.8: La section de Poteaux.

II.3.3. Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA99 version 2003**. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux.

D'après le **RPA99 version 2003** article 7.7.1 [1] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

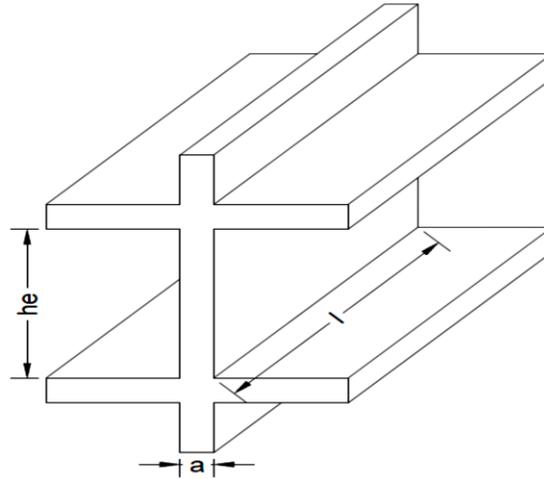


Figure. II.9: Coupe de voile en élévation.

$$A_{min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; \frac{h_e}{22} \right\} \text{ RPA (Article .7.7.1)}$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

A_{min} : épaisseur du voile

Pour l'étage courant $h_e = (3,06 - 0,40) = 2,66\text{m} = 266\text{cm}$

$$A_{min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 12,09\text{cm} \} \Rightarrow A_{min} \geq 15\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **15 cm**

II.4.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

II.4.1. Les Planchers :

a) Plancher terrasse :

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Etanchéité multicouches.
- 3) Béton de pente.
- 4) Isolation thermique.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

❖ Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) [5] :

Tableau. II.2: Charge permanente de terrasse à corps creux.

N	Désignation	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Forme de pente	0.1	22000	2200
4	Isolation thermique	0.04	4000	160
5	dalle à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_T= 6480
Surcharge d'exploitation				Q_T= 1000

b) Plancher étage courant :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.

❖ Charge permanente (DTR B.C 2.2) [6]:

Tableau. II.3:Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.

N	Désignation	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
	Cloison en brique	/	/	1000
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.2	14000	2800
5	Enduit en plâtre	0.02	1000	200
Charge permanente totale				G_E= 5380
Surcharge d'exploitation				Q_E=1500

II.4.2. Balcon :

Tableau. II.4: Charge permanente et d'exploitation de balcon.

N	Désignation	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_b = 5330
Surcharge d'exploitation				Q_b = 3500

II.4.3. Cloisons extérieures :

Tableau. II.5: Charge permanente de cloisons extérieures

Désignation	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
Brique creux de 15	0.15	9000	1350
Lame d'air	0.05	/	/
Brique creux de 10	0.1	9000	900
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale			G_E = 2810

II.4.4. L'escalier :

a) La paillasse RDC + EC :

Tableau. II.6: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.

N	Désignations		e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	Horizontal	0.02	22000	440
		Vertical	0.02h/g	22000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0.02	20000	400
		Vertical	0.02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0.17/2	25000	2125
4	Enduit en plâtre		0.02/cos α	10000	230.940
5	Gardes corps		-	-	600
6	Dalle pleine		0.02	25000	3750
Charge permanente totale					G_p = 8021.94
Charge d'exploitation totale					Q_p = 2500

b) Palier de repos RDC + EC :

Tableau. II.7: Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.

N	Désignation	e (m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_{pr} = 5150
Surcharge d'exploitation				Q_{pr} = 2500

II.5.DESCENTE DE CHARGES :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- ✓ Le poids propre de l'élément.
- ✓ La charge de plancher qu'il supporte.
- ✓ La part de cloison répartie qui lui revient.
- ✓ Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

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

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.5.1.Loi de dégression : (DTR B.C.2.2) [6]

Soit q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment

Q_1, Q_2, Q_3 on les charges d'exploitation respectives des planchers des étages

1, 2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation

Suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) Q_0+Q_1

Sous étage immédiatement inférieur :

(Étage 2) $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

(Étage 3) $Q_0+0.90 (Q_1 + Q_2+Q_3)$

(Étage 4) $Q_0+0.85 (Q_1 + Q_2+ Q_3+Q_4)$

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

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante

$$Q=Q_0= \mathbf{1000\ N}$$

$$Q=Q_0+Q_1= \mathbf{2500\ N}$$

$$Q=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = \mathbf{3850\ N}$$

$$Q=Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = \mathbf{5050\ N}$$

$$Q=Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = \mathbf{6100\ N}$$

$$Q=Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = \mathbf{7000\ N}$$

$$Q=Q_0+0.75 (Q_1+.....+Q_6) = \mathbf{7750\ N}$$

$$Q=Q_0+0.71 (Q_1+.....+Q_7) = \mathbf{8455\ N}$$

$$Q=Q_0+0.68 (Q_1+.....+Q_8) = \mathbf{9160\ N}$$

➤ **Poteau plus sollicité : (la surface afférente)**

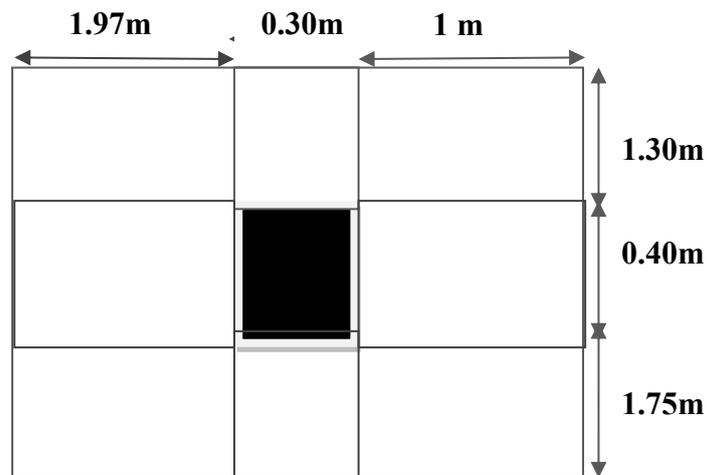


Figure. II.10: Poteau intermédiaire

$$S1=1.97 \times 1.30=2.561 \text{ m}^2$$

$$S2=1 \times 1.30= 1.30\text{m}^2$$

$$S3=1.75 \times 1.97=3.447 \text{ m}^2$$

$$S4=1 \times 1.75=1.75 \text{ m}^2$$

$$S = \sum S_i = 9.058 \text{ m}^2$$

❖ **Les charges permanentes:**

• **Plancher terrasse:**

$$G=9.058 \times 6.48=58.69\text{KN}$$

$$Q=9.058 \times 1=9.058 \text{ KN}$$

• **Plancher étage courant**

$$G =9.058 \times 5.380=48.73 \text{ KN}$$

$$Q=9.058 \times 1.5=13.58 \text{ KN}$$

• **Les poutres :**

$$G_{pp} = (1.97+1) \times 0.40 \times 0.35 \times 25=10.395 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (1.30+1.75) \times 0.35 \times 0.30 \times 25=8.006 \text{ KN}$$

• **Poteau étage courant et RDC : (la même hauteur $H=3.06 \text{ m}$)**

$$G = 0.30 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 9.18\text{KN}$$

Tableau. II.8: Charge et surcharge de chaque étage (Poteau intermédiaires)

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N-1	<ul style="list-style-type: none"> • Plancher terrasse inaccessible+ l'acrotère • Poutre principales • Poutre secondaire 	58.69+2.1 10.395 8.006	1×9.058
	Total	79.192	9.058
N-2	<ul style="list-style-type: none"> • Venant N-1 • Poteaux • Murs 	79.192 9.18 0.0281	
	Total	88.400	
N-3	<ul style="list-style-type: none"> • Venant N-2 • Plancher étage courant • Poutre principales • Poutre secondaires 	88.400 48.73 10.395 8.006	2.5×9.058
	Total	155.531	22.645
N-4	<ul style="list-style-type: none"> • Venant N-3 • Poteaux • Murs 	155.531 9.18 0.0281	
	Total	164.739	
N-5	<ul style="list-style-type: none"> • Venant N-4 • Plancher étage courant • Poutre principales • Poutre secondaires 	164.739 48.73 10.395 8.006	3.85×9.058
	Total	231.87	34.873
N-6	<ul style="list-style-type: none"> • Venant N-5 • Poteaux • Murs 	231.87 9.18 0.0281	
	Total	241.078	
N-7	<ul style="list-style-type: none"> • Venant N-6 • Plancher étage courant • Poutre principales • Poutre secondaires 	241.078 48.73 10.395 8.006	5.05×9.058
	Total	308.209	45.742

N-8	• Venant N-7	308.209	
	• Poteaux	9.18	
	• Murs	0.0281	
	Total	317.417	
N-9	• Venant N-8	317.417	6.1×9.058
	• Plancher étage courant	48.73	
	• Poutre principales	10.395	
	• Poutre secondaires	8.006	
	Total	384.548	55.253
N-10	• Venant N-9	384.548	
	• Poteaux	9.18	
	• Murs	0.0281	
	Total	393.756	
N-11	• Venant N-10	393.756	7×9.058
	• Plancher étage courant	48.73	
	• Poutre principales	10.395	
	• Poutre secondaires	8.006	
	Total	460.887	63.406
N-12	• Venant N-11	460.887	
	• Poteaux	9.18	
	• Murs	0.0281	
	Total	470.095	
N-13	• Venant N-12	470.095	7.75×9.058
	• Plancher étage courant	48.73	
	• Poutre principales	10.395	
	• Poutre secondaires	8.006	
	Total	537.226	70.199
N-14	• Venant N-13	537.226	
	• Poteaux	9.18	
	• Murs	0.0281	
	Total	546.434	

N-15	• Venant N-14	546.434	8.45×9.058
	• Plancher étage courant	48.73	
	• Poutre principales	10.395	
	• Poutre secondaires	8.006	
	Total	613.565	76.540
N-16	• Venant N-15	613.565	
	• Poteaux	9.18	
	• Murs	0.0281	
	Total	622.773	
N-17	• Venant N-16	622.773	9.16×9.058
	• Plancher étage courant	48.73	
	• Poutre principales	10.395	
	• Poutre secondaires	8.006	
	Total	689.904	82.971
N-18	• Venant N-17	689.904	
	• Poteaux	9.18	
	• Murs	0.0281	
	Total	699.112	82.971

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = (1.35 \times 699.112) + (1.5 \times 82.971) = \mathbf{1068.257 \text{ KN}}$$

II.5.2. Vérification de la section de poteau :

- **L'effort normal ultime :**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale la valeur suivante :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = (1.35 \times 699.112) + (1.5 \times 82.971) = \mathbf{1068.257 \text{ KN}}$$

- **Vérification :**

Selon le **CBA93 (article B.8.11) [2]** on doit majorer pour les poteaux centraux dans le Cas d'un bâtiment a deux travées l'effort de compression ultime N_u^* a **15%** telle que :

$$N_u = 1.15 (1.35G + 1.5Q)$$

$$\text{-L'effort normal maximum : } N_u^* = 1.15 \times 1068.257 = \mathbf{1228.495 \text{ KN}}$$

Donc : $N_u^* = 1228.495 \text{ KN}$ (Pour le poteau (30×40))

- **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \Leftrightarrow B \geq \frac{N_u}{0.6 f_{c28}} \Leftrightarrow B \geq \frac{1228.495 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = \mathbf{0.08 \text{ m}^2}$$

$$\text{On a : } B = 0.3 \times 0.4 = \mathbf{0.12 \text{ m}^2}$$

$B = 0.12 \text{ m}^2 > 0.08 \text{ m}^2$**Condition vérifiée.**

• **Vérification au flambement :**

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : B_r : Section réduite du poteau.

$$B_r = (h - 2)(b - 2)$$

f_{c28} : Contrainte de compression du béton a 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

f_e : Contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400\text{MPa}$).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ .

$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$ Avec

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times L_0 \quad (\text{BAEL91ArtB. 8. 3. 31}) \quad \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.30} = 24.732 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.40} = 18.532$$

$\lambda = 24.732 < 50 \Rightarrow$ selon (BAEL91ArtB. 8. 4. 1):

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.732}{35} \right)^2} = 0.77$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa

Section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique. $B_r = (h-2)(b-2)$

A : est la section d'armature comprimée.

$$A = \max(A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}})$$

$$A_{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

Tableau. II.9: Résultats des vérifications au flambement

Poteau	N_u (KN)	α	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}$ (mm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{RPA}}$ (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	Condition
(30x40)	1068.257	0.77	400	960	960	106400	1228.495	C.V

Donc : pas de risque de flambement

II.6. Conclusion :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

a) Plancher :

Plancher à corps creux 20+4 cm.

Plancher à dalle pleine de 16 cm.

b) Voile :

Un voile d'épaisseur de 15 cm.

c) Poutres :

Poutre principale : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

Poutre secondaire : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$.

d) Poteau :

Poteaux RDC+8 étages (40×30) cm.

e) Escalier :

$e = 16 \text{ cm}$ pour la paillasse.

$e = 16 \text{ cm}$ pour le palier de repos

Chapitre III

Calcul 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.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers; l'acrotère dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément non structural coulé sur place en tournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse inaccessible et protéger le gravier de la poussée, assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse et d'empêcher la filtration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher. L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; elle est soumise à son poids propre « G » et à la surcharge d'exploitation « Q » due à la main courante qui crée un moment « M_Q » au niveau de l'encastrement et la force sismique. Le calcul sera faire en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande d'un mètre linéaire, la fissuration étant préjudiciable.

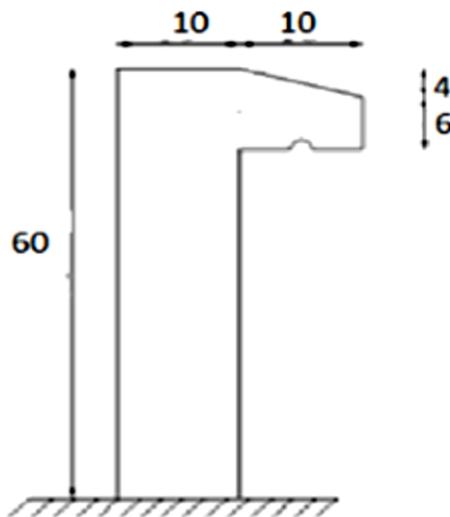


Figure. III.1. Modèle de calcul de l'acrotère.

a) Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considéré comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire

b) Evaluation des Charges :

D'après le chapitre précédent on a :

$$S = 0.068 \text{ m}^2$$

$$G = 2.1 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml (plancher terrasse inaccessible).}$$

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$f_p = 4 \times A \times c_p \times w_p \dots\dots \text{RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3) [1]}$$

Avec :

-A =0.15 coefficient d'accélération de zone.

- $c_p=0.8$: facteur de force horizontale

- $w_p=2.1$ KN/ml: Poids propre de l'acrotère

Donc, $f_p=1.008$ KN /ml

$f_p < 1.5Q \Rightarrow 1.008 \text{ KN/ml} < 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots$ (c.v)

On va ferrailer l'acrotère avec la force f_p .

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$G= 2.1$ KN/ml; $Q= 1$ KN/ml; $f_p=1.008$ KN/ml

III.2.1. Calcul des efforts :

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable. Ces combinaisons Pour une bande de 1m de largeur sont :

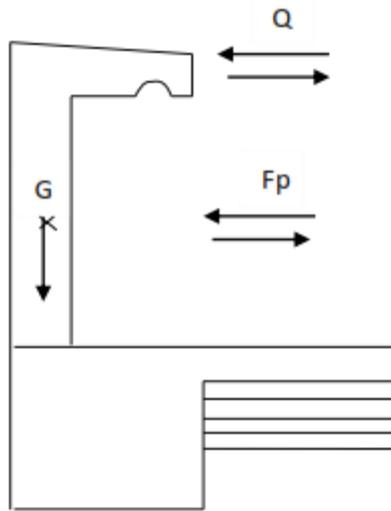


Figure III.2 : charges appliquées sur l'acrotère.

➤ **E.L.U :**

$N_u = 1.35 G = 2.835$ KN

$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.9$ KN.m

$T_u = 1.5 Q = 1.5$ KN

➤ **E.L.S :**

$N_{ser} = G = 2.1$ KN

$M_{ser} = Q \times h = 0.6$ KN.m

❖ **Calcul de l'excentricité :**

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$e = e_1 + e_2 + e_a$

❖ **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_1):**

$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.835} = 0.317$ m

$e_1 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016$ mcv.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f par rapport aux armatures tendues.

❖ **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2) :**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \varphi)$$

$\varphi = 2$ c'est le rapport de la déformation final due au fluage et a la déformation Instantanée sous charge considéré ce rapport est généralement pris égal à 2.

Calcul de l'élanement :

$$L_f = 2 \times L \Leftrightarrow L_f = 2 \times 0.6 \Leftrightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$i: \text{ rayon de gyration: } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$S = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } i = 0.028 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } \gamma = \frac{L_f}{i} = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\gamma_{max} \leq \left\{ 50; \min \left(\frac{67 \times e_1}{h}; 100 \right) \right\}$$

$$\gamma_{max} \leq 100$$

$$\text{Alors : } \gamma \leq \gamma_{max}$$

Donc pas de risque de flambement.

$$\text{Et : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{2.1 \times 0.6^2}{2} = 0.378 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.378}{0.378 + 0.18} = 0.677$$

$$\alpha = 0.677$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 \times 0.677 + 2) = 0.014 \text{ m}$$

❖ **Excentricité additionnelle (e_a):**

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm} \quad \text{BAEL A4.3.5[3]}$$

$$\text{Alors : } e_t = e_1 + e_2 + e_a \Leftrightarrow e = 0.317 + 0.014 + 0.02 \Leftrightarrow e_t = 0.351 \text{ m}$$

$$e_t > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Alors :

Le centre de pression se trouve l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_{ua}).

III. 3.Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire

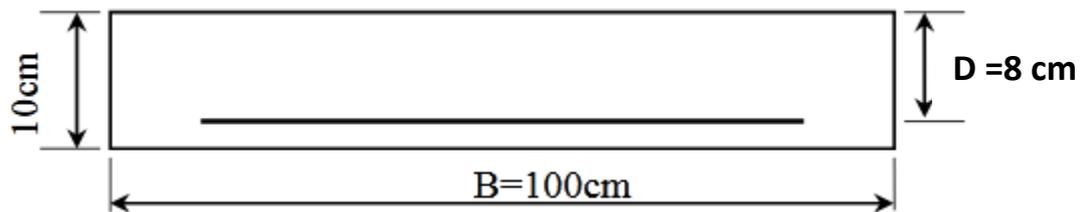


Figure. III.3: La section équivalente de calcul de l'acrotère.

- Épaisseur de la section : $h = 0.1\text{ m}$
- Largeur de la section : $b = 1\text{ m}$
- Enrobage : $c = 0.02\text{ m}$
- Hauteur utile : $d = h - c = 0.08\text{ m}$

-Moment fictif (M_{ua}) :

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 900 + 2835 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 985.05 \text{ N.m}$$

III.3.1 Les armatures fictives.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{985.05 \times 10^3}{14.16 \times 1000 \times 80^2} \quad ; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.010 < \mu_1 = 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.010$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 79.68 \text{ mm}$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.010 ; Z = 79.68 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{z \cdot \bar{\sigma}_s} \quad ; \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{985.05 \times 10^3}{79.68 \times 348} = 35.52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} > 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 96.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} > 96.6 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (0.35 ; 0.96)$$

Alors :

$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 0.96 < 2.01 \dots \dots \dots (\text{cv}).$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$e \leq \min(30 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

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

III.3.2. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s - 2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8** = 2.01 cm²

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$e \leq \min(40 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

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

III.3.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] [3]:

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = F_p + Q = 2.008 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2.008 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0251 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.0251 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.4. Vérification à L'ELS :

III.3.4.1 Vérification des contraintes :

a) En travée :

On doit vérifier que :

✓ **Pour le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Pour l'acier :**

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{n \times \sigma_{bc}}{n \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$n = 15$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 266.66} = 0.45$$

$$U_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = \frac{0.45}{2} \left(1 - \frac{0.45}{3}\right)$$

$$U_r = 0.19$$

Moment de service limite :

$$\bar{M}_1 = U_r \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{M}_1 = 0.19 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 18240000 \text{ N.mm}$$

$$\bar{M}_1 = 18240 \text{ N.m}$$

$$\bar{M}_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\bar{M}_{ser} = 600 + 2100 \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$\bar{M}_{ser} = 663 \text{ N.m}$$

$$\bar{M}_{ser} < \bar{M}_1 \Leftrightarrow 663 \text{ N.m} < 18240 \text{ N.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$A' = 0$ (La section est sans aciers comprimés).

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 68 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{\bar{M}_{ser}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{663 \times 10^3}{68 \times 266.66} = 36.56 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{st} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} \rightarrow A_s = 36.56 - \frac{2100}{266.66} = 28.68 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_s = \max(A_s; A_{min}) \Leftrightarrow A_s = \max(0.28; 0.96)$$

$$\text{Alors : } A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T8 = 2.01 cm²**

III.3.5. Schéma de Ferrailage :

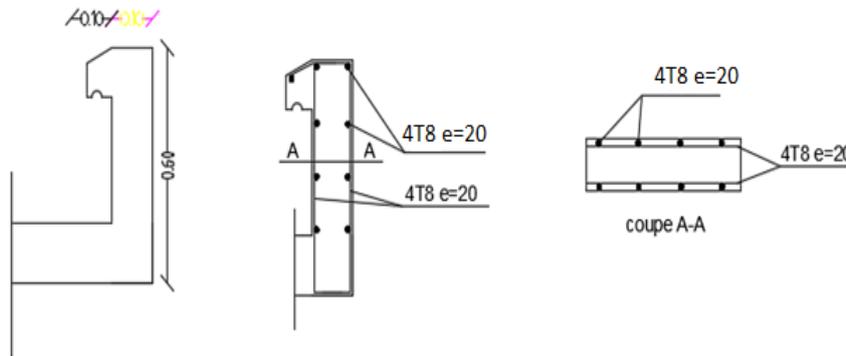


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Les escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose : Pour déterminer les sollicitations, on se base sur la méthode RDM.

On a un seul type d'escalier pour l'RDC et l'étage courant : l'escalier droit à deux volées et un palier intermédiaire.

III.4.2. Charge et surcharge :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

❖ **Paillasse:**

$$G_p = 8.02 \text{ KN/ m}^2 = 8.02 \times 1 \text{ ml} \Leftrightarrow G_p = 8.02 \text{ KN/ml}$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/ m}^2 = 2.5 \times 1 \text{ ml} \Leftrightarrow Q_p = 2.5 \text{ KN/ml}$$

❖ Palier :

$$G_{pr}=5.15\text{KN/ m}^2=5.15\times 1\text{ml} \Rightarrow G_{pr} = 5.15 \text{ KN /ml}$$

$$Q_{pr}=2.5\text{KN/ m}^2=2.5\times 1\text{ml} \Rightarrow Q_{pr} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Avec :

G_p : Charge permanente de la paillasse.

Q_p : Charge variable de la paillasse

G_{pr} : Charge permanente du palier.

Q_{pr} : Charge variable du palier.

III.4.3. Schéma statique :

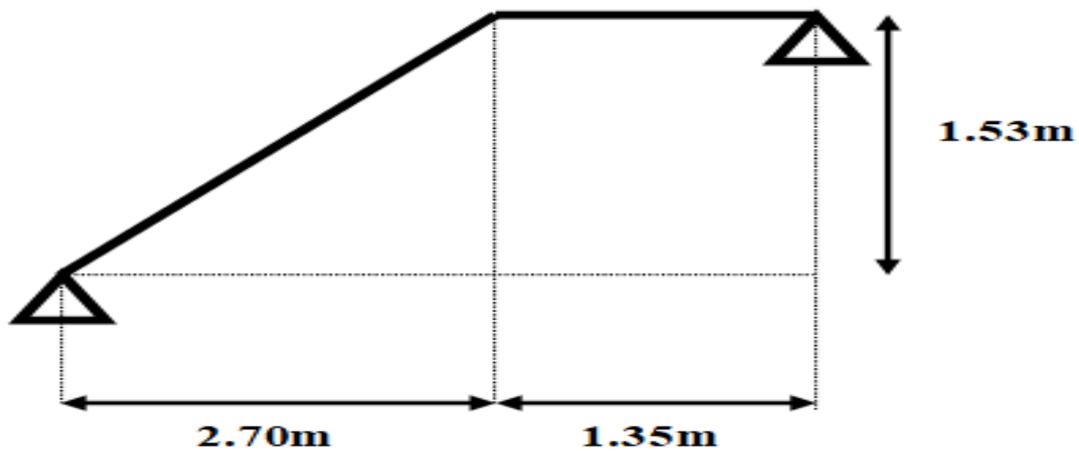


Figure .III.5: Schéma statique des escaliers

III.4.4. Combinaison des charges :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $q_s = G + Q$

Tableau: III.1. Calcul de la Combinaison des charges.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Palier	5.15	2.5	10.70	7.65
Paillasse	8.02	2.5	14.57	10.52

III.4.4.1. Calcul des réactions :

➤ E L U :

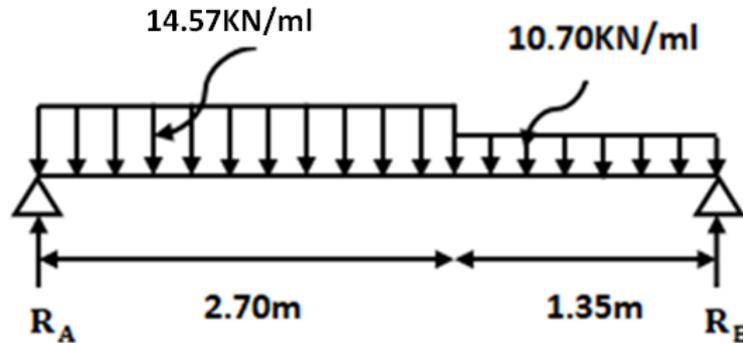


Figure III.6: Schéma statique à l'ELU.

$$\sum F_v = 0 ; \quad R_A + R_B = (10.70 \times 1.35) + (14.57 \times 2.70)$$

$$R_A + R_B = 53.78 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 4.05 + (14.57 \times 2.70 \times \frac{2.70}{2}) + (10.70 \times 1.35 \times (2.70 + \frac{1.35}{2})) = 0$$

$$R_B = \frac{101.85}{4.05} = 25.14 \text{ kN}$$

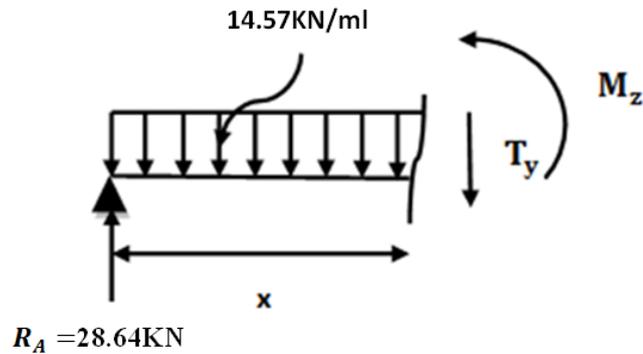
$$R_B = 25.14 \text{ kN}$$

$$R_A = 28.64 \text{ kN}$$

III.4.4.2. Calcul des moments et efforts tranchants :

➤ E L U :

- **Tronçon I** : Pour : $0 \leq x \leq 2.70 \text{ m}$



- L'effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 ; \quad T(x) = 28.64 - 14.57x$$

Pour :

$$x = 0 ; \quad T(x) = 28.64 \text{ kN}$$

$$x = 2.70 \text{ m} ; \quad T(x) = -10.69 \text{ kN}$$

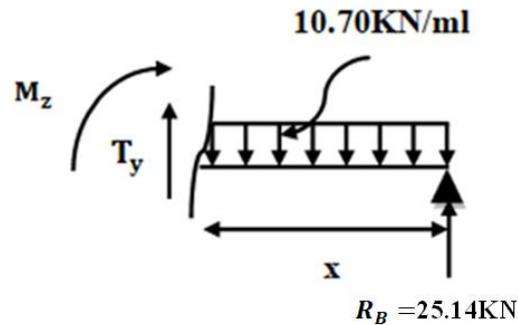
- Moment fléchissant :

$$M(x) = 28.64x - 14.57 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 28.64 - 14.57x = 0 \Rightarrow x = 1.96 \text{ m}$$

Pour :

$$\begin{aligned} x=0; & \quad M(x) = 0\text{KN.m} \\ x=1.96\text{m}; & \quad M(x) = 28.14\text{KN.m} \\ x=2.70\text{ m}; & \quad M(x) = 24.22\text{KN.m} \end{aligned}$$

- **Tronçon II** : Pour : $0 \leq x \leq 1.35\text{ m}$



- **L'effort tranchant :**

$$\sum F_y = 0; \quad T(x) = 10.70x - 25.14$$

Pour :

$$\begin{aligned} x=0; & \quad T(x) = -25.14\text{KN} \\ x=1.35\text{ m}; & \quad T(x) = -10.69\text{KN} \end{aligned}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = 25.14x - 10.70 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 10.70x - 25.14 = 0 \Rightarrow x = 1.96$$

Pour :

$$\begin{aligned} x=0; & \quad M(x) = 0\text{KN.m} \\ x=1.35\text{m}; & \quad M(x) = 24.18\text{KN.m} \\ x=2.34\text{m}; & \quad M(x) = 29.53\text{KN.m} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 28.72\text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$\begin{aligned} M_t &= 0.85 M_0 \\ M_t &= 0.85 \times 29.53 = 25.10\text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Moment sur appuis**

$$\begin{aligned} M_a &= 0.5 M_0 \\ M_a &= 0.5 \times 29.53 = 14.76\text{KN.m} \end{aligned}$$

➤ ELS :

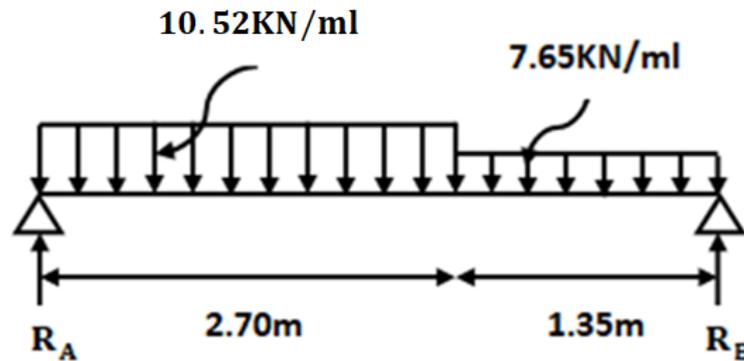


Figure III.7: Schéma statique à l'ELS.

$$\sum F_v = 0 ; \quad R_A + R_B = (7.65 \times 1.35) + (10.52 \times 2.70)$$

$$R_A + R_B = 38.73 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow -R_B \times 4.05 + (10.52 \times 2.70 \times \frac{2.70}{2}) + (7.65 \times 1.35 \times (2.70 + \frac{1.35}{2})) = 0$$

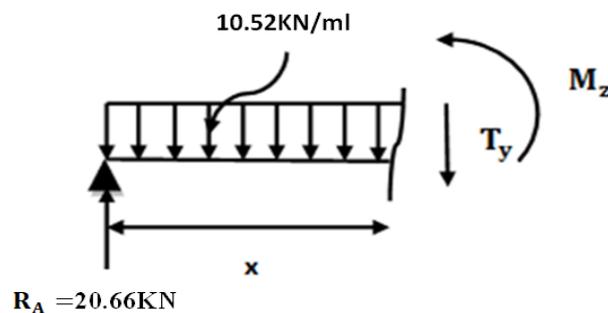
$$R_B = \frac{73.20}{4.05} = 18.07 \text{ kN}$$

$$R_B = 18.07 \text{ kN}$$

$$R_A = 20.66 \text{ kN}$$

❖ ELS :

Tronçon I : Pour : $0 \leq x \leq 2.70 \text{ m}$



▪ L'effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 ; \quad T(x) = 20.66 - 10.52x$$

Pour :

$$x = 0 ; \quad T(x) = 20.66 \text{ kN}$$

$$x = 2.70 \text{ m} ; \quad T(x) = -7.74 \text{ kN}$$

▪ Moment fléchissant :

$$M(x) = 20.66x - 10.52 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 20.66 - 10.52x = 0 \Rightarrow x = 1.96 \text{ m}$$

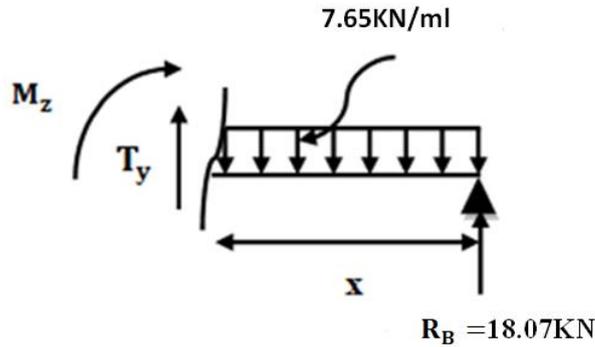
Pour :

$$x = 0 ; \quad M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.96 \text{ m} ; \quad M(x) = 20.28 \text{ kN.m}$$

$$x = 2.70 \text{ m} ; \quad M(x) = 17.43 \text{ kN.m}$$

- **Tronçon II** : Pour : $0 \leq x \leq 1.35$ m



▪ **L'effort tranchant :**

$$\sum F_v = 0 ; \quad T(x) = 7.65x - 18.07$$

Pour :

$$x=0 ; \quad T(x) = -18.07 \text{ kN}$$

$$x=1.35 \text{ m} ; \quad T(x) = -7.74 \text{ kN}$$

▪ **Moment fléchissant :**

$$M(x) = 18.07x - 7.65 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 7.65x - 18.07 = 0 \Rightarrow x = 2.36$$

Pour :

$$x=0 ; \quad M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x=1.35 \text{ m} ; \quad M(x) = 17.42 \text{ kN.m}$$

$$x=2.36 \text{ m} ; \quad M(x) = 14.10 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = 20.28 \text{ kN.m}$$

▪ **Moment en travée**

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_t = 0,85 \times 20.28 = 17.23 \text{ kN.m}$$

▪ **Moment sur appuis**

$$M_a = 0,5 M_0$$

$$M_a = 0,5 \times 20.28 = 10.14 \text{ kN.m}$$

Tableau III. 2. Tableau récapitulatif des sollicitations.

	M_{\max} (kN.m)	M_t^{\max} (kN.m)	M_a^{\max} (kN.m)	Vmax (kN)
ELU	23.91	14.07	11.955	28.64
ELS	20.28	17.23	10.14	/

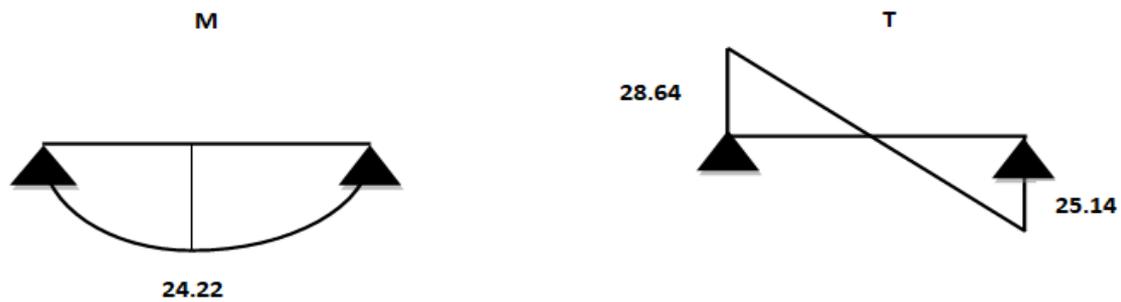


Figure III.8: Moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.U.

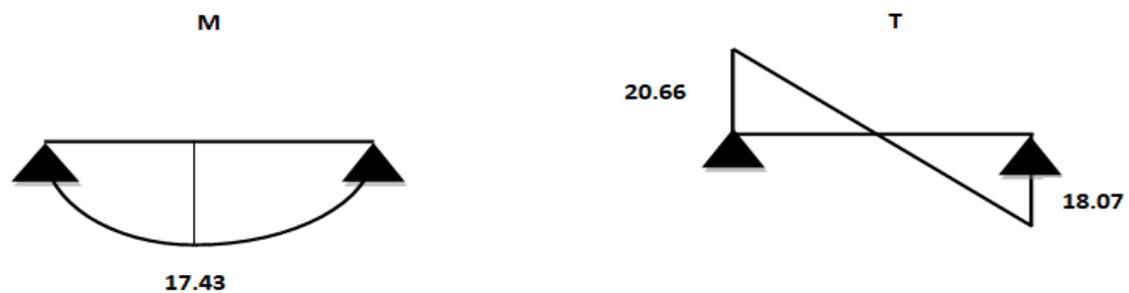
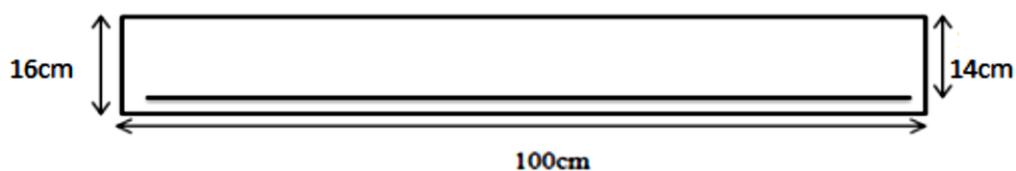


Figure III.9: Moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.S.

III.4.5. Calcul des armatures :

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.



- Épaisseur de la section : $h = 16\text{cm}$
- Largeur de la section : $b = 100\text{cm}$
- Enrobage : $c = 2\text{cm}$
- Hauteur utile : $d = h - c = 14\text{cm}$

✓ ELU :

a) Les armatures longitudinales :

$$f_{c28}=25 \text{ MPa} ; f_{bu}=14.16 \text{ MPa} ; \sigma_s=348 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28}=2.1 \text{ MPa} ; \mu_1=0.392 ; d = 14 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times z}$$

Tableau: III.3.Ferrailage longitudinal de L'escalier à L'ELU.

Désignation	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	$A_{u\text{cal}} (cm^2)$
Travée	25.10	0.09	0.11	13.38	5.14
Appuis	14.76	0.05	0.06	13.66	2.97

b) Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{u\text{cal}}; A_{\min})$$

Tableau III.4: Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à L'ELU

Désignation	$A_{u\text{cal}} (cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{\text{adpt}} (cm^2)$
Travée	5.39	1.69	5.39	5 HA 12 = 5.65
Appuis	3.10	1.69	3.10	4 HA 10 = 3.14

c) L'espacement :

$$s_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$s_t \leq \min(48; 33\text{cm})$$

$$s_t \leq 33\text{cm}$$

$$s_t = 33\text{cm}$$

$$s_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

d) Les armatures de répartition :

• En travée :

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{7.70}{4}$$

$$A_r = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

• En appui :

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{4.52}{4}$$

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$s_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$s_t \leq \min(64; 45\text{cm})$$

$$s_t \leq 45\text{cm}$$

$$s_t = 33\text{cm}$$

$$s_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

✓ ELS :

a) Les armatures longitudinales :

Tableau III.5: Ferrailage longitudinal de L'escalier à L'ELS.

Désignation	Ms (KN.m)	μ	α	Z (cm)	$A_{scal} (cm^2)$
Travée	17.23	0.06	0.07	13.60	3.64
Appuis	10.14	0.03	0.04	13.77	2.11

b) Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1) [3]

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69\text{cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.69\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{ucal}; A_{min})$$

Tableau III.6: Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à L'ELS.

Désignation	$A_{ucal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{adpt} (cm^2)$
Travée	3.64	1.69	3.64	4T12 = 4.52
Appuis	2.11	1.69	2.11	4T10 = 3.14

c) L'espacement :

$$s_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$s_t \leq \min(48; 33\text{cm})$$

$$s_t \leq 33\text{cm}$$

$$s_t = 33\text{cm}$$

$$s_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

d) Les armatures de répartition :

• En travée :

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = \frac{4.52}{4}$$

$$A_r = 1.13\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2T10 = 1.57\text{cm}^2$$

En appui :

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = \frac{3.14}{4}$$

$$A_r = 0.78\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2T8 = 1.01\text{cm}^2$$

L'espacement :

$$s_t \leq \min(4h; 45\text{cm})$$

$$s_t \leq \min(64; 45 \text{ cm})$$

$$s_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$s_t = 33 \text{ cm}$$

$$s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 A.5.1, 1) [3]**

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28.64 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.20 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est peu nuisible..... (BAEL 91 A.5.1, 1)[3]

$$\overline{\tau_u} = \min(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0.20 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification à l'ELS :**

a) Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

▪ **En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 17.23 \text{ KN/ml}; A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2; \mu \leq \mu_l \quad A_s' = 0; n = 15$$

-La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15; A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 4.52 (14 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 440.94$$

$$y = 3.73 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} (d - y)^2 + n \times A_s' (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.73^3 + 15 \times 4.52 (14 - 3.73)^2$$

$$I = 8880.89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{17.23 \times 10^6 \times 37.3}{8880.89 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 7.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

▪ **En appui :**

$$M_{\text{ser}} = 10.14 \text{ KN/ml}; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2; \mu \leq \mu_l; A_s' = 0; n = 15$$

-La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15; A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 3.14 (14 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 366.19$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} (d - y)^2 + n \times A_s' (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.19^3 + 15 \times 3.14 (14 - 3.19)^2$$

$$I = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{10.14 \times 10^6 \times 31.9}{6585.98 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 4.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.91 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau III. 7: Vérification des contraintes à l'ELS

Désignation	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	17.23	4.52	3.73	8880.89	7.23	Vérifiée
Appuis	10.14	3.14	3.19	6585.98	4.91	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche: (BAELB.6.5.1 1) : [3]**

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

BAEL.91 :

Avec : h=16cm ; L=270cm ; A = 4.52cm²

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 \Rightarrow \frac{16}{405} = 0.039 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV}$

- $\rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 14} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots\dots\dots \text{CV}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{405} = 0.039 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CNV}$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il y'a un risque de la flèche il faut calcul la flèche.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est : $f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

-La flèche admissible est:

$$\bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad \text{Si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} ; \quad \text{Si } L > 5m$$

Dons notre cas L = 2.7 m < 5m

Moment d'inertie fictif : $I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 15 \times 4.52 \left(\frac{16}{2} - 14\right)^2$$

$$I_0 = 36574.13 \text{ cm}^4.$$

Pourcentage des armatures : $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$

$$\rho = \frac{4.52}{100 \times 14} \Rightarrow \rho = 0.003$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$$

$$y = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{100 \times 16^2}{2} + 4.52 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 4.52} \Rightarrow y = 7.71$$

$$Z = 14 - \frac{7.71}{3}$$

$$Z = 11.43 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{17.23 \times 10^6}{452 \times 114.3}$$

$$\sigma_s = 333.50 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 333.50 + 2.1}$$

$$\mu = 0.39$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.003 \left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right)} \Rightarrow \lambda_i = 7$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 36574.13}{1 + 7 \times 0.39}$$

$$I_{fi} = 10785.93 \text{ cm}^4$$

- Calcul de module de déformation longitudinale instantané du béton :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

$$\text{Alors : } f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{17.23 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 10785.93} = 0.004 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$f = 0.004 \text{ cm} < \bar{f} = 0.81 \dots \dots \dots$ Condition de la flèche est vérifiée

III.4.6. Etude de la poutre palière :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

On prend. $L = 2.50 \text{ m}$

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91 [3]:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 16.66 \leq h \leq 25 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 30 < b < 0.7 \times 30 \Rightarrow 9 < b < 21$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 (Zone IIa) suivant:

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1 < 4 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte $b \times h = (30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm})$

III.4.6.1 Calcul à la flexion simple.

- Poids propre de la poutre

$$G_{pp} = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m.}$$

- La charge transmise par l'escalier:

$$\text{ELU: } R_A^u = 28.64 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R_A^s = 20.66 \text{ KN}$$

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35 (G_{pp}) + R_A^u = 1.35 (2.25) + 28.64$$

$$q_u = 31.67 \text{ KN/m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{31.67 \times 2.5}{2}$$

$$T_u = 39.58 \text{ KN}$$

$$M_u^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{31.67 \times 2.5^2}{24}$$

$$M_u^t = 8.24 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{31.67 \times 2.5^2}{12}$$

$$M_u^a = 16.49 \text{ KN.m}$$

III.4.6.2. Calcul de la section d'armature à la flexion simple:

- Epaisseur de la section : $h = 30 \text{ cm}$.
- Largeur de la section : $b = 30 \text{ cm}$.
- Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$.
- hauteur utile : $d = h - c = 28 \text{ cm}$

➤ **ELU :**

a) **En travée :**

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{8.24 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 280^2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.024 < \mu_l = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024})$$

$$\alpha = 0.03$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 28 (1 - 0.4 \times 0.03)$$

$$Z = 27.66 \text{ cm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times z} = \frac{8.24 \times 10^6}{348 \times 276.6}$$

$$A_u^t = 0.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][3]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 280 \times \frac{2.1}{400} = 101.43 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.01 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_u^t; A_{min}) = \max(0.85; 1.01)$

Alors : $A_s = 1.01 \text{ cm}^2$ donc on adopte : **2T12 = 2.26 cm²**

b). En appui :

-Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{16.49 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 280^2} = 0.049$$

$$\mu = 0.049 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.049 < \mu_l = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049})$$

$$\alpha = 0.06$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 28 (1 - 0.4 \times 0.06)$$

$$Z = 27.32 \text{ cm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times Z} = \frac{16.49 \times 10^6}{348 \times 273.2}$$

$$A_u^a = 1.73 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 280 \times \frac{2.1}{400} = 101.43 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_u^a; A_{\min}) = \max(1.73; 1.01)$$

$$\text{Alors : } A_s = 1.73 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2T12 = 2.26 cm²**

$$A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopt}} = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'espacement St: [BAEL91][3]**

$$s_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 28; 40 \text{ cm}) = (25.2; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

On adopte : **s_t = 20 cm**

➤ **Contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{39.58 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.4.6.3. Armature transversal :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400}$$

$$A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 20 \times (0.47 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq -0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.6; -0.26)$$

$$A_t = 0.60 \text{ cm}^2$$

III.4.6.4 Vérification à ELS:

❖ **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

y: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

a) En travée :

$$M_s = 5.96 \text{ KN.m}; A_s = 2.26 \text{ cm}^2; A_{sc} = 0; n = 15$$

• **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n(A_s - A_{sc})y - n(A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 \times 2.26 \times y - 15(2.26 \times 28) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 241.04$$

$$y = 9.16 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y)$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (9.16)^3 + 15 \times 2.26 (28 - 9.16)^2$$

$$I = 19718.40 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{5.96 \times 10^6 \times 91.6}{19718.40 \times 10^4} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

b) En appui :

$$M_s = 11.93 \text{ KN.m}; A_s = 2.26 \text{ cm}^2 ; A_{sc} = 0; n = 15$$

• **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n(A_s - A_{sc})y - n(A_{sc} + A_s \times d) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 + 15 \times 2.26 \times y - 15(2.26 \times 28) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 241.04$$

$$y = 9.16 \text{ cm}$$

• Le moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + n A_s (d - y)^2 - n A_{sc} (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (9.16)^3 + 15 \times 2.26 (28 - 9.16)^2 = 0$$

$$I = 19718.40 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{11.93 \times 10^6 \times 91.6}{19718.40 \times 10^4} = 5.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.4.6.5. Etude de la poutre palière à la torsion:

• Moment de torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repartie sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{\text{tor}} = \frac{M_a \times L}{2}; \quad M_a = 0.3 M_0$$

Avec : M_a : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

$$M_a = 0.3 \times 29.53$$

$$M_a = 24.20 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } M_{\text{tor}} = \frac{8.85 \times 2.5}{2} \Rightarrow M_{\text{tor}} = 3.87 \text{ KN.m}$$

• Contrainte de cisaillement en torsion :

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e}$$

Avec : e : épaisseur de la section creuse.

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur.

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{b}{6} \Rightarrow e = \frac{30}{6} \Rightarrow e = 5 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) \\ \Omega = 625 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Omega = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{11.06 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1.76 \text{ MPa}$$

III.4.6.5.1. Justification du béton:

Pour notre cas : section pleine et d'après la BAEL91 [3], on doit avoir :

$$\begin{cases} \tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \bar{\tau}_u^2 \\ \tau_{uv} = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{39.58 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.47 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{1.76^2 + 0.47^2} = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} = 1.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

❖ Calcul des armatures longitudinales :

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

Avec : $\sum A_l^{\text{tor}}$: sont des sections d'acier long de torsion.

U : périmètre de contour d'air Ω .

S_t : équidistance selon ces axes.

A_l^{tor} Section d'un cours des cadres de torsion orthogonaux à l'axe de la pièce.

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)]$$

$$U = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } A_l^{\text{tor}} = \frac{11.06 \times 10^6 \times 1000 \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^2 \times 400}$$

$$A_l^{\text{tor}} = 254.38 \text{ mm}^2 = 5.56 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des armatures transversales :

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

Avec : $S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (0.9 \times 28; 40 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (25.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm}$

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

Avec : A_t^{tor} Les armatures transversales autorisées.

$$\text{Alors : } A_t^{\text{tor}} = \frac{11.06 \times 10^6 \times 150 \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^2 \times 400}$$

$$A_t^{\text{tor}} = 38.15 \text{ mm}^2 = 0.38 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t^{\text{fs}} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

Avec : A_t^{fs} : Les armatures transversales au flexion simple.

$$A_t^{\text{fs}} \geq \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400}$$

$$A_t^{\text{fs}} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures total:

a).les armatures longitudinales :

En travée :

$$A_t^{tot} = A_t^{FS} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 1.01 + \frac{2.54}{2}$$

$$A_t^{tot} = 2.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{A_t^{tor}}{2} = \frac{3.39}{2} \Rightarrow A_c = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_t^{tot} = A_t^{FS} + \frac{A_t^{tor}}{2} = 1.73 + \frac{0.38}{2} \Rightarrow A_t^{tot} = 1.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{A_t^{tor}}{2} = \frac{1.92}{2} \Rightarrow A_c = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

b).les armatures transversal :

$$A_t^{tot} = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0.60 + 0.38$$

$$A_t^{tot} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ cadre } \emptyset_8 + 1 \text{ étrier } \emptyset_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **La Vérification de l'effort tranchant « cisaillement » [BAEL91] [3]:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{39.58 \times 10^3}{300 \times 280}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

• **La vérification de la flèche:**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91 [2]:**

Avec : $h=30\text{cm}$; $b=30\text{ cm}$; $d=28\text{ cm}$; $L=250\text{cm}$; $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{250} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{30 \times 28} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 \Rightarrow \frac{30}{250} = 0.12 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.7.Schéma de ferrailage:

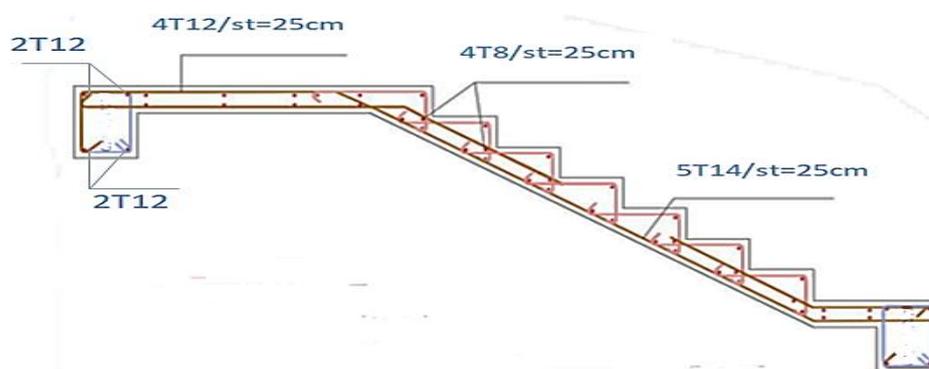


Figure III.10:Schéma de ferrailage d'escalier.

III .5.Calcul des balcons :

III .5.1Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres.

Sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrées.

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

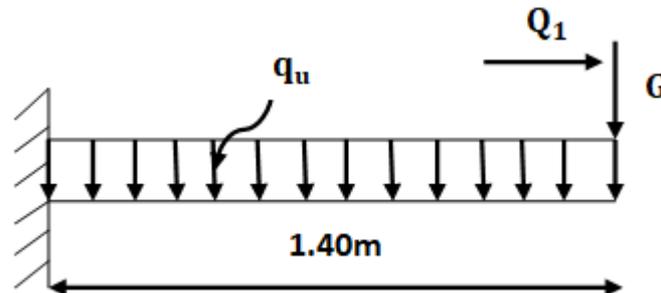


Figure III.11: Schéma statique du balcon

$$l_x=1.40\text{m}; l_y =1.95\text{m}$$

Il faut vérifier d'abord coefficient ρ :

$\rho \leq 0.4$ La dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4$ La dalle travaille suivant les deux sens.

III.5.2. Évaluation des charges :

- Charge permanente : $G=5.33\text{KN/m}^2$

- Charge d'exploitation : $Q=3.5\text{KN/m}^2$

❖ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 12.44 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{1.95} = 0.71 > 0,4 \text{ La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y .

III.5.3. Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

- Dans le sens de la petite portée: $M_x = \mu_x q_u l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ et de } v.$$

- v : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ à l'E. L. U} \\ 0.2 \text{ à l'E. L. S} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

• **ELU :**

$$\rho=0.71 \text{ Donc } \begin{cases} \mu_x = 0.066 \\ \mu_y = 0.450 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0.066 \times 12.44 \times 1.4^2 = 1.60 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.450 \times 1.60 = 0.72 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées (panneau considéré continue au-delà de ses appuis):

$$M_t^x = 0, 75M_x = 0, 75 \times 1.6 = 1.2 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0, 75M_y = 0, 75 \times 0.72 = 0.54 \text{ KN.m}$$

• Moments sur appuis:

$$M_a^x = M_a^y = 0,5M_x = 0,5 \times 1.6 = 0.8 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage de la dalle :**

• **Calcul du ferraillage à l'ELU:**

b = 100cm; h = 15 cm; d = 0,9h = 13.5cm ; f_e = 400MPa ; f_{c28} = 25MPa ; f_{t28} = 2,1MPa ; σ_s = 348MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	(KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{adp} (cm ²)
Travée	x-x	1.2	0.004	0.005	13.47	0.25	1.63	4T8	2.01
	y-y	0.54	0.002	0.002	13.48	0.11	1.63	4T8	2.01
Appuis	x-x	0.8	0.003	0.003	13.48	0.17	1.63	4T8	2.01
	y-y								

a) Espacement :

• Travée:

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } x - y : s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (4h.45\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

• Appuis:

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } x - y : s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (4h.45\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

b) Condition de non fragilité :

On a: 12cm ≤ e ≤ 30 cm

h = e = 15 cm b = 100cm

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 bh = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 \end{cases}$$

• Travée: $\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$

• Appuis: $\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2 l_x + l_y} = \frac{12.44 \times 1.4 \times 1.95}{2 \times 1.4 + 1.95} = 7.14 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{12.44 \times 1.4}{3} = 5.80 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 7.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.14 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

❖ A'ELS

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$q_s = G + Q \times 1 \text{ ml} \Rightarrow q_s = 8.83 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.71 \quad \text{alors} \begin{cases} \mu_x = 0.072 \\ \mu_y = 0.59 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 1.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 0.62 \text{ KN.m}$$

a. État limite d'ouverture de fissure

La dalle D1 se trouve à l'extérieur (FN), alors on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_{bc} ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_{st}

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (y - d') A_s' - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_s' (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie n = 15

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III-9 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	(x-x)	0.93	2.01	2.56	4167.70	0.57	vérifiée
	(y-y)	0.54	2.01	2.56	4167.70	0.33	
Appuis	(x-x)	0.62	2.01	2.56	4167.70	0.38	
	(y-y)						

-Vérification des contraintes à l'ELS

Les vérifications se font comme pour la dalle calculée précédemment nous aurons:

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right), \quad \eta = 1.6, \quad f_e = 400, \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Tableau III-10 : Vérification de la contrainte dans les aciers à l'ELS

		M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm⁴)	σ_{st} (MPa)	σ̄_{st} (MPa)	σ_{st} ≤ σ̄_{st}
Travée	(x-x)	0.93	2.56	4167.7	36.61	201.63	vérifiée
	(y-y)	0.54	2.56	4167.7	21.26	201.63	
Appuis		0.62	2.56	4167.7	24.41	201.63	

a. Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) [3]

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur un, deux ou trois cotés l'article B6.5.1 relatif aux poutres est applicable. Toutefois, dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés on peut appliquer l'article B.7.5.

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

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 > \max \left[\frac{M_t}{10M_0}; \frac{1}{16} \right] = 0.075 \dots \dots \dots (C..V) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0014 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (C.V) \\ 3: L = 1.4 < 8m \dots \dots \dots (C.V) \end{array} \right.$$

h_t: Épaisseur de la dalle = 15cm ;

M_{t ser}: Moment maximale en travée à l'ELS M_{t ser}=0.93KN.m;

A_{t travée}: Section d'armature en travée A_t = 2.01cm²;

L: longueur de la travée considérée (selon sens x. x) : L=1.4m ;

M_{0 ser} : Moment isostatique à l'ELS M_{0 ser} (x.x)= 1.24KN.m

Donc la flèche est vérifiée.

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{195} = 0.076 > \max \left[\frac{M_t}{10M_0}; \frac{1}{16} \right] = 0.062 \dots \dots \dots (C..V) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.0014 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (C.V) \\ 3: L = 1.95 < 8m \dots \dots \dots (C.V) \end{array} \right.$$

h_t: Épaisseur de la dalle = 15cm ;

M_{t ser}: Moment maximale en travée à l'ELS M_{t ser}=0.93KN.m;

A_{t travée}: Section d'armature en travée A_t = 2.01cm²;

L: longueur de la travée considérée (selon sens y. y) : L=1.95m ; (cas plus défavorable)

M_{0 ser} : Moment isostatique à l'ELS M_{0 ser} (y. y)= 0.73KN.m

Donc la flèche est vérifiée.

Il faut que

$$f = \frac{M_t L_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec

I_{fi} : L'inertie fissurée

E_i : Module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

$$\mu = 1 - \frac{1.75 F_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.59$$

$$\lambda i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \Rightarrow \lambda i = 15$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 465.42 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{0.54 \times 10^6 \times 1950^2}{10 \times 32164.2 \times 465.41 \times 10^4} = 1.37 \text{ mm} = 0.13 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{195}{1000} = 0.695 \text{ cm}$$

Donc la flèche est Vérifiée.

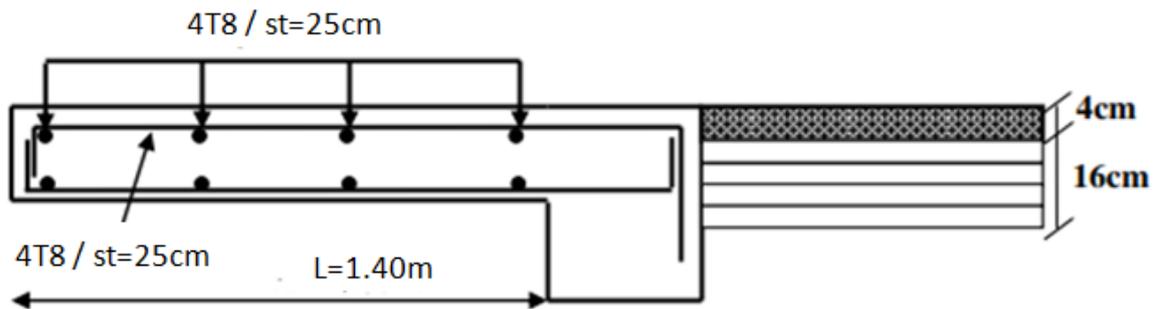


Figure III.12: Schéma de ferrailage du balcon.

III.6. LES PLANCHERS :

III.6.1. Généralité :

Les planchers sont les aires ou les surfaces planes séparant les étages d'une structure et supportant les charges d'exploitation, les charges de revêtement ainsi que leur poids propre. Pour notre cas d'étude, on a opté pour des planchers à corps creux du fait de leurs performances en matière d'isolation thermique et phonique.

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments, consiste à utiliser des corps creux, ces derniers sont liés et supportés par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.6.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a) Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 6480 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1000 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \times 0.65 = 6480 \times 0.65 = 4212 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml.}$$

b) Plancher étage courant :

$$G_{\text{étage courant}} = 5380 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1500 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \times 0.65 = 5380 \times 0.65 = 3497 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml.}$$

III.6.3. Les combinaisons d'action :

❖ E.L.U: $p_u = 1,35g + 1,5q$

❖ E.L.S: $p_{ser} g + q$

Tableau.III.11: Les combinaisons d'action.

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6661.2	6183.45
ELS	4862	4472

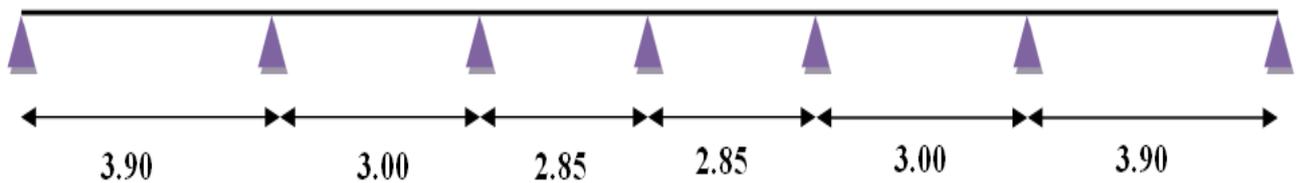
III.6.4. Type et Position des poutrelles :

❖ Différents types de poutrelles :

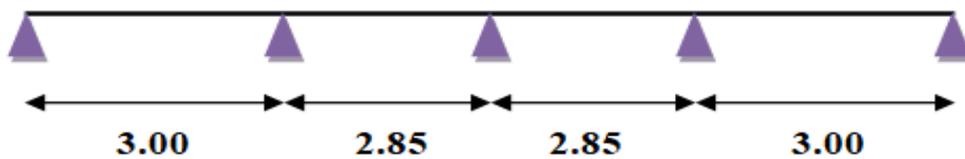
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

➤ **Plancher étage courant :** on a 4 types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 7 appuis a 6 travées :



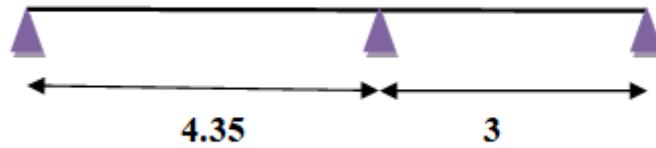
Type 2 : poutrelle sur 5 appuis a 4 travées :



Type 3 : poutrelle sur 4 appuis a 3 travées :

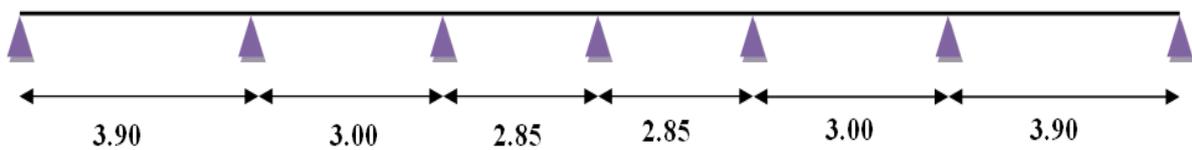


Type 4 : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :

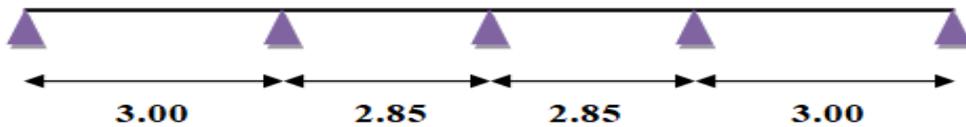


❖ **Plancher terrasse inaccessible** : on a 3 types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 7 appuis a 6 travées :



Type 2 : poutrelle sur 5 appuis a 4 travées :



Type 3 : poutrelle sur 4 appuis a 3 travées :



III.6. 5. Choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.6. 5.1 Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99) [3]

- Conditions d'application (*Article .B6.2.210*)
- Cette méthode s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites :
 1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G)$;
 2. le rapport entre deux portées successives doivent satisfaire la condition ; $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
 3. La fissuration doit être peu nuisible (F.P.N) (élément qui n'est pas en contact avec les intempéries);
 4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

Remarque:

➤ Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher à surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot »;

➤ Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

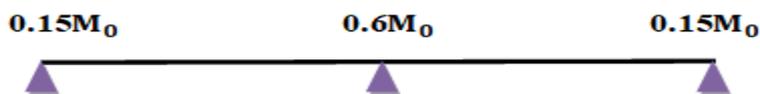
b) Exposé de la méthode : Soit une poutre continue soumise à une charge q .

Et Soit : $\alpha = Q / (G + Q)$ avec α : Coefficient traduit l'importance.

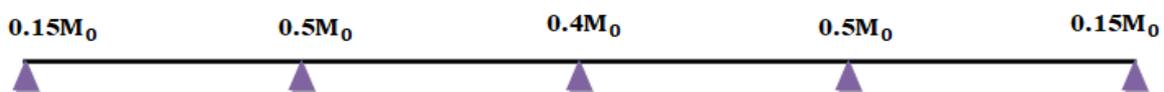
➤ **Moment appuis :**

✓ **Sur les Appuis de rive :** les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0,15M_0)$.

✓ **Appuis intermédiaires : Poutres à deux travées :** Les moments sont de l'ordre de $(-0,6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :



Ces moments sont de l'ordre de :

- $(-0,5M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

- $(-0,4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

• **Moment en Travées :**

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

$$(1) : M_t + \frac{(M_d + M_g)}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 M_0 \\ (1 + 0.3\alpha) M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} & \text{dans une travée de intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

✓ **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de:**

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $v_u = v_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1})/L_i$

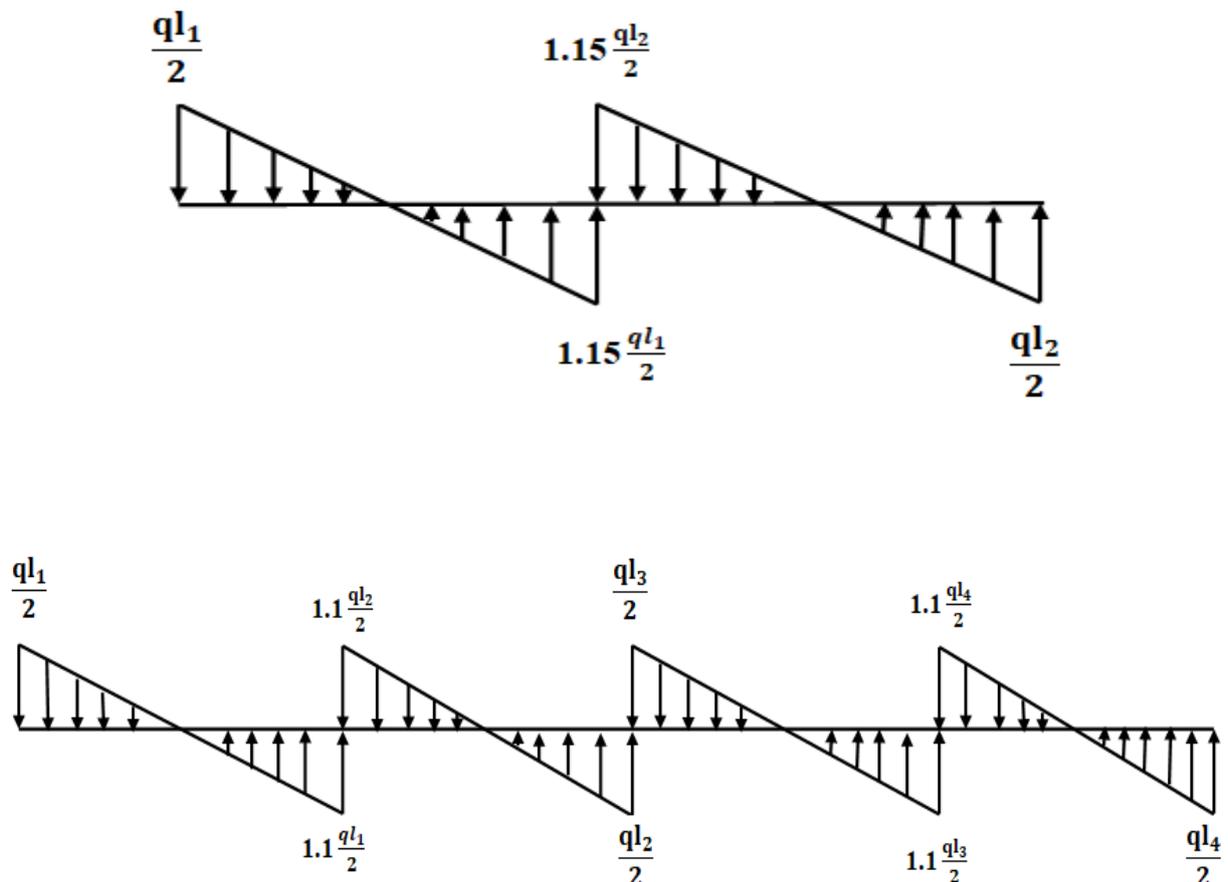


Figure.III.13: Evaluation des efforts tranchants.

❖ **Application :**

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

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.48 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.00 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.48 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

✓ Plancher étage courant : $G = 5.38 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.38 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

b) Fissuration peu préjudiciable.

c) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

d) Le rapport $0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{3.90}{3.00} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CNV} \\ 0.8 \leq \frac{3.00}{2.85} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Remarque: les conditions d'application ne sont pas vérifiées on utilise la méthode de Caquot minorée.

III.6. 5.2 Méthode de Caquot minoré

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée

$$G' = 2/3 G.$$

Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G .

• **Application de la méthode de Caquot minorée :**❖ **terrasse inaccessible :**

La charge permanente $G = 6.48 \text{ KN / m}^2$

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

$$G' = \frac{2}{3} \times (G) = \frac{2}{3} \times (6.48)$$

$$G' = 4.32 \text{ KN / m}^2$$

À L'ELU

$$p_u' = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$p_u' = 1.35 \times (4.32) + 1.5 \times (1)$$

$$p_u' = 7.33 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u' = p_u' \times 0.65$$

$$q_u' = 7.33 \times 0.65 \Rightarrow q_u' = 4.76 \text{ KN / m}$$

À L'ELS

$$p_s' = G' + Q \Rightarrow p_s' = (4.32) + (1)$$

$$p_s' = 5.32 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s' = p_u' \times 0.65 = 5.32 \times 0.65 \Rightarrow q_s' = 3.45 \text{ KN / m}$$

❖ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

Les charges reprises par la poutrelle sont résumées comme suit :

Tableau III-12 : les chargements sur les poutrelles.

DESIGNATION	G'	Q	ELU 1.35G' + 1.5 Q		ELS G' + Q	
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	p _u '	q _u ' 0.65 × p _u '	p _s '	q _s ' 0.65 × p _u '
			(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)
Terrasse inaccessible (16+4)	4.32	1	7.33	4.76	5.32	3.45

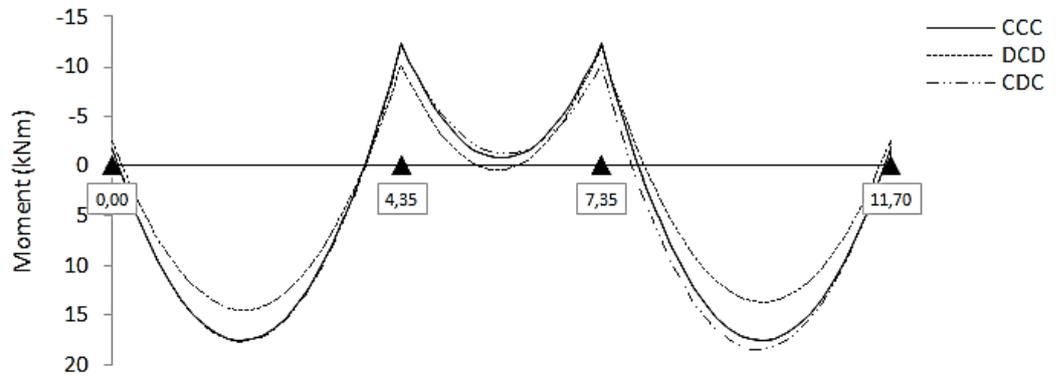


Figure III.14: Courbe des moments poutrelle (terrasse) en ELU

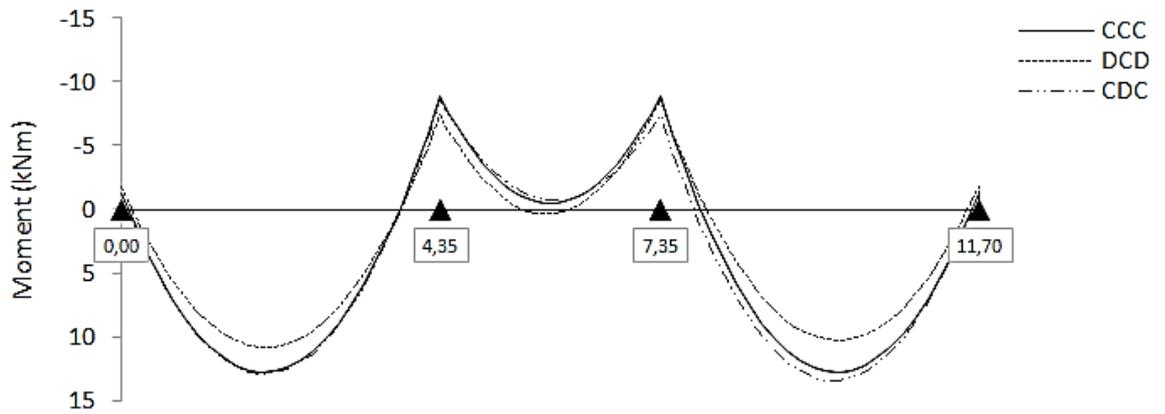
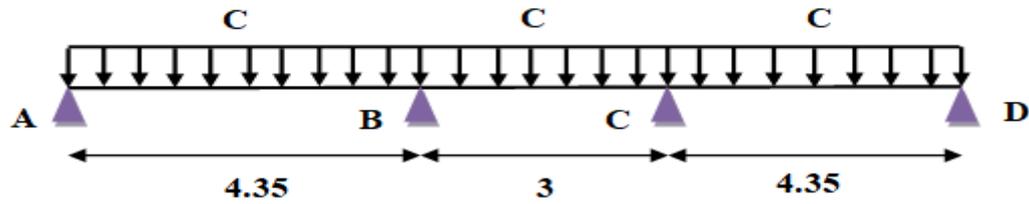


Figure III.15: Courbe des moments poutrelle (terrasse) en ELS

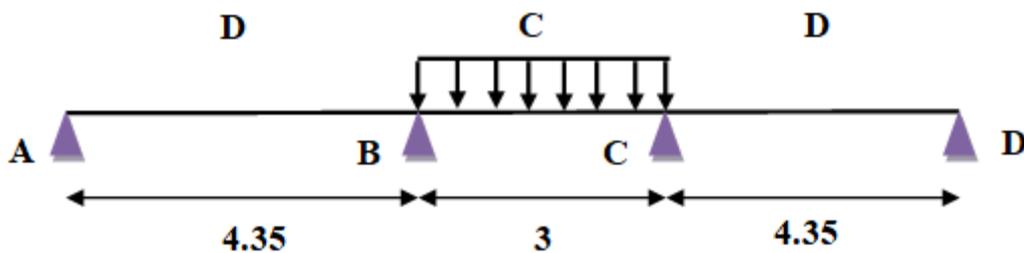
❖ Calcul des moments et les efforts tranchants : (terrasse inaccessible)

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge:

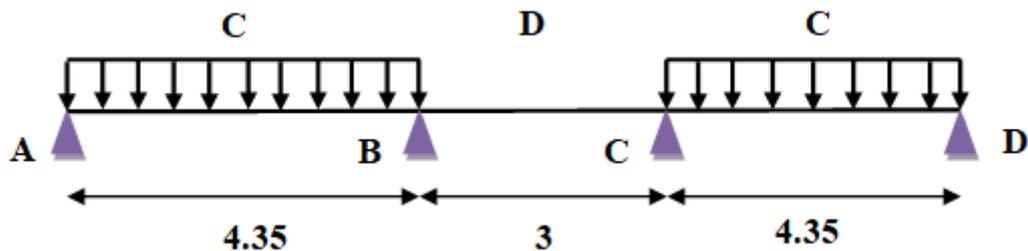
Cas 01 : CCC :



Cas 02 : DCD :



Cas 03 : CDC :



Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$

En ELS : $C = G + 1,5Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe).

❖ Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple. (Poutrelle type 1 du plancher terrasse).

a) Sollicitations maximales

Tableau III-13 : Sollicitations maximales dans la poutrelle (Terrasse).

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	18.49	13.46
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-12.29	-8.91
Moment en appui de rive (KN.m)	-2.42	-1.77
Effort tranchant (KN)	24.71	/

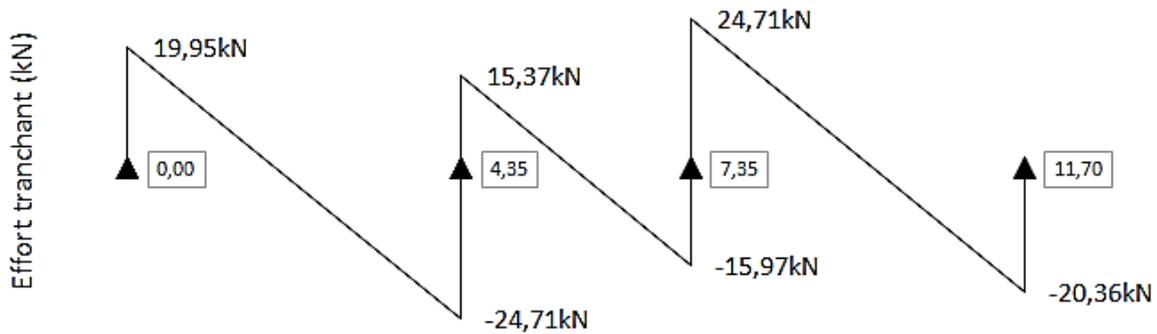
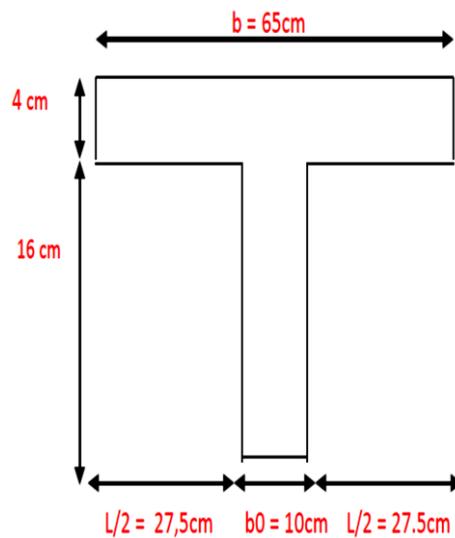


Figure III.16: Courbe des efforts tranchants poutrelle (terrasse) en ELU.

b) Ferrailage en travée

Données : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$;
 $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.



Moment équilibré par la table de compression MTU:

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA.}$$

❖ Si ; $M_u \leq M_{Tu}$ \Rightarrow la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

❖ Si ; $M_u > M_{Tu}$ \Rightarrow l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section T

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 18.49 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{18.49 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.061 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc: } A'_s = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Ce qui donne :

Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) = 0.07$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.07) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{18.49 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 3.03 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2, 1) [3]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 3.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

❖ Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{interm}}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{12.29 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.267 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.267 < \mu_1 = 0.392$$

$$\Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_{au}^{\text{interm}} = \frac{M_{au}^{\text{interm}}}{f_{su} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.396 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.151 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{au}^{\text{interm}} = \frac{12.29 \times 10^{-3}}{348 \times 0.151} = 2.33 \text{ cm}^2$$

❖ Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{2.42 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.052 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{su} \times Z} \text{ avec } \begin{cases} \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.066 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.175 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{2.42 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 0.39 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1) [2]

$$A_a^{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{au}^{\text{interm}} = 2.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_a^{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{au}^{rive} = 0.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e. Choix des barres

En appui intermédiaire : $A_{au}^{\text{interm}} = 2.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit **2 HA12 = 2.26 cm²**

En appui de rive : $A_{au}^{rive} = 0.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit **1HA10 = 0.79 cm²**

Ferrailage transversal**Diamètre des armatures transversales : (BAEL A.7.2, 2) [3]**

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10 \text{ mm}; 5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\text{D'où, } \phi_t = 2 \phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ Vérifications nécessaires

- Vérifications à l'ELU**a) Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1, 211[3]**

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{\max} = 24.71 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$;

Avec :

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{24.71 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc ; $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Espacement (s_t) : BAEL A.5.1, 22[3]

L'espacement des armatures transversales s_t est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} s_{t_{\max}} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ s_{t_{\min}} \geq 7 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{on pose } s_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{101 \times 400}{150 \times 100} = 2.69 > 0.40 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant:

❖ **Appui de rive (BAEL A.5.1, 312) [3] :**

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times v_u \Rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} \times 24.71 \times 10^{-3} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3 \text{ HA}10 + 1 \text{ HA} 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

❖ **Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1, 321) [3] :**

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les effort } T_u \text{ sont négligéable} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$|M_u| = 12.29 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 24.71 = 4 \text{ KN.m}$$

Donc: les effort T_u sont négligéables

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

c) Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313) [3]

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{avec } a = \min(0.9d ; (40 - 2 - c) \text{ cm}) = \min(0.9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

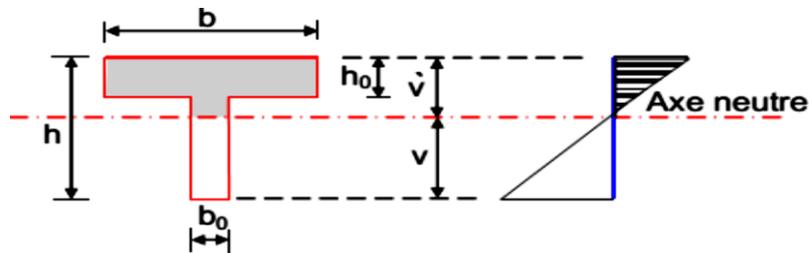
$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.162 \times 0.10 = 108 \text{ KN}$$

$V_u = 24.71 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

Commentaire :

Il n'y a Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

d) Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]



$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$V' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10) 4]} = 5.80 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.20 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] V'^2$$

$$I_{GZ} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10) 4] (5.80)^2$$

$$I_{GZ} = 13711.2 \text{ cm}^4$$

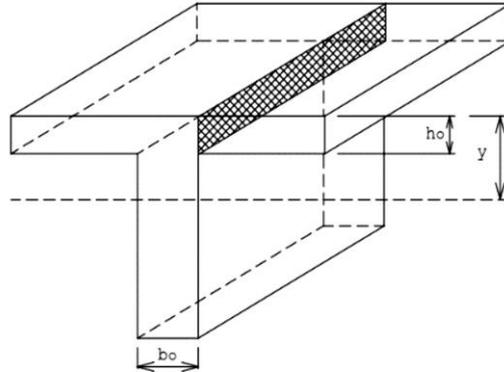
$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{13711.19 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 142} \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots$ CV

e) Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2) [3] :

Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :



$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times v_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 24.71 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^u = 1.61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de la flèche.

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire (BAEL91 Art. B.6.3)

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

M_{ser}: Le moment en ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{(Contrainte admissible du béton).}$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ Mpa}$

- position de l'axe neutre (y) :

Pour savoir ou se situera l'axe neutre y, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul arbitraire pour déterminer le $\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y)$ signe de :

En remplaçant y par h₀.

(Cas 1) Si le signe est positif, (y ≤ h₀) : l'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire (les équations ne changent pas).

$$\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

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

(Cas 2): Si le signe est négatif, ($y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T)

L'équation pour de terminer y devient :

$$\frac{by^2}{2} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 - nA_{sc}(y - d')^2$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y: distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie de la homogénéisée par rapport à l'axe neutre; $n = 15$

• **en travée :**

$$F(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{st}(d - h_0) = -192\text{cm} \Rightarrow F(h_0) < 0 ; \text{L'axe neutre est dans la nervure}$$

(cas2 : $y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T) .

$$\begin{cases} M_t = 13.46\text{KN.m} \\ A_s = 3.39\text{cm}^2 \\ y = 4.61\text{cm} \\ I = 11235.57\text{cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 5.52\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui intermédiaire :**

$$F(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{st}(d - h_0) = 24.4\text{cm} \Rightarrow F(h_0) > 0 ; \text{L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : } y < h_0), \text{ les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire}$$

$$\begin{cases} M_a = -8.91\text{KN.m} \\ A_s = 2.36\text{cm}^2 \\ y = 3.91\text{cm} \\ I = 8323.05\text{cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 4.18\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui de rive :**

$$F(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{st}(d - h_0) = 354.1\text{cm} \Rightarrow F(h_0) > 0 ; \text{L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : } y < h_0), \text{ les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire}$$

$$\begin{cases} M_a = -1.77\text{KN.m} \\ A_s = 0.79\text{cm}^2 \\ y = 2.38\text{cm} \\ I = 3183.30\text{cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 1.32\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III-14 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle terrasse).

Calculs	Vérifications
y=4.61cm	$\sigma_{bc}=5.52\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$
I=11235.57 cm ⁴	
$\sigma_{bc}=5.52\text{MPa}$	

• **Aux appuis intermédiaires :**

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-15: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle terrasse).

Calculs	Vérifications
y=3.91cm	$\sigma_{bc}=4.18\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$
I=8323.05cm ⁴	
$\sigma_{bc}=4.18\text{MPa}$	

• **Aux appuis de rive :**

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-16 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle terrasse).

Calculs	Vérifications
y=2.38cm	$\sigma_{bc}=1.32\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$
I=3183.30cm ⁴	
$\sigma_{bc}=1.32\text{MPa}$	

c. Vérification de la flèche

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

Vérifiées (B.A.E.L.91modifié 99) :

Avec : h=0.20 m ; l=4.35 m ; A_{st}=2.36cm²

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.20}{4.35} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow M_t = 0.85M_0 \Leftrightarrow \frac{0.20}{4.35} = 0.045 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \text{CNV}$$

Étant donné que les conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta_f \leq \bar{f}$

Soit : (Article B.6.5.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f \text{ admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} \Leftrightarrow \text{pour } L \leq 5\text{m} \\ 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } L > 5\text{m} \\ \frac{L}{250} \text{ Pour les consoles avec } L \leq 2\text{m} \\ \frac{M_{ser} \times L^2}{10E \times I_f} \end{cases} \end{array} \right.$$

Avec:

L : portée entre nue d'appuis (CBA **B.6.1.1**). [2]

$$L = 4.35 - 0.3 = 4.05 \text{ m}$$

Δ_f : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,).

f_{gv} et : les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons) ;

f_j : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons (poids propre cloisons).

f_p : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons ;

g : la charge permanente après la mise des cloisons ;

p : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

La flèche admissible \bar{f} pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm} = 8.1 \text{ mm}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

On note:

$$G \text{ (total)} = (G_{\text{plancher terrasse}} + G_{\text{cloison}} + G_{\text{revetement}}) = 4.70 \text{ KN/m}^2$$

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}}) = 2.80 + 0.90 = 3.70 \text{ KN/m}^2$$

$$p = G_{\text{totale}} + Q_{\text{totale}} = 4.70 + 1 = 5.70 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.65 \times 3.70 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_g = 0.65 \times 4.70 = 3.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 0.65 \times 5.70 = 3.70 \text{ KN/ml}$$

- **Evaluation des moments**

Les moments correspondant à chaque charge sont résumés sur le tableau suivant:

$M_t = 2.009 \times q - 0.674 \times q'$ obtenu par la méthode de Caquot minorée.

q' : La charge répartie minorée (2/3(q))

Tableau III-17 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).

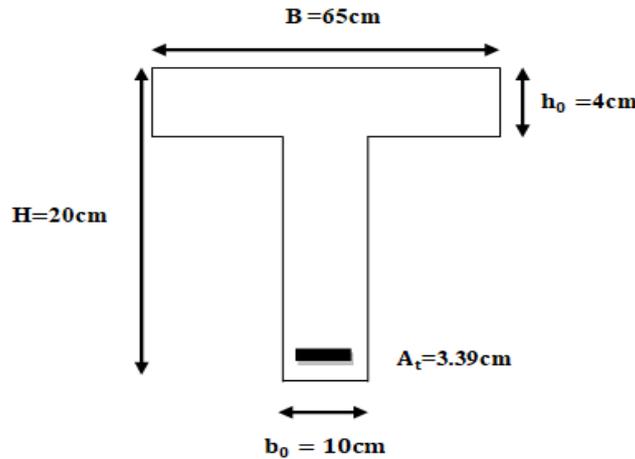
Moments correspondant à q_j	$M_j = 2.009 \times 2.40 - 0.674 \times 1.60$	$M_j = 3.74 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_g	$M_g = 2.009 \times 3.05 - 0.674 \times 2.03$	$M_g = 4.75 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_p	$M_p = 2.009 \times 3.70 - 0.674 \times 2.46$	$M_p = 5.77 \text{ KN.m}$

Tableau III-18 : calcul des contraintes (poutrelles terrasse).

contrainte correspondante à q_j	$\sigma_j = \frac{15M_j(d-y)}{I}$	$\sigma_j = 66.85 \text{ MPa}$
contrainte correspondante à q_g	$\sigma_g = \frac{15M_g(d-y)}{I}$	$\sigma_g = 84.91 \text{ MPa}$
contrainte correspondante à q_p	$\sigma_{sp} = \frac{15M_p(d-y)}{I}$	$\sigma_{sp} = 103.14 \text{ MPa}$

- **Caractéristiques de la section**

Position du centre de gravité de la section homogène :



$$y_g = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i} \Rightarrow \text{avec} \begin{cases} s_1 = b \times h_0 \\ s_2 = b_0 \times (h - h_0) \\ s_3 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{et} \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h-h_0}{2}\right) \\ y_3 = d \end{cases}$$

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h_0^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + 15A_t} = 7.12 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h-y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + 15A_t(d-y_G)^2 + 15A'_s(y_G-d')^2$$

$$I_0 = 13788.07 \text{cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAEL B.6.5.2) [3]

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

- **Calcul des coefficients λ :**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \Rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} : \text{Le pourcentage d'armature tendue} \Rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.018$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 2.36 \\ \lambda_v = 0.94 \end{cases} ; \mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{0}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right\}$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.46 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.55 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.61 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inerties fictives

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit:

Tableau III-19 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle terrasse)

I correspondant à q_{ji}	$I_{fji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{fji} = 7272.18 \text{cm}^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{fgi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{fgi} = 6600.03 \text{cm}^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{f_{gv}} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{f_{gv}} = 9997.94 \text{cm}^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{f_{pi}} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{f_{pi}} = 6216.95 \text{cm}^4$

Calcul des modules de déformation

$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa} \Rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

- **Modules de déformation longitudinale différée du béton**

$E_i = 3E_v = 32456.58 \text{MPa} \Rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Pour ce faire le calcul de la flèche Δ_f est donné dans le tableau suivant :

Tableau III-20 : Vérification de la flèche (poutrelle terrasse).

f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fji}}$	2.59mm
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}}$	3.63mm
f_{gv} (flèche due aux charges permanentes)	$\frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$	7.20mm
f_{pi} (la flèche due aux charges totales)	$\frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}}$	4.69mm
Δ_f (la flèche totale)	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	5.67mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	8.1mm

$\Delta_f = 5.67 \text{ mm} < f_{admissible} = 8.1 \text{ mm}$

Commentaire : la flèche est vérifiée

III.6. 5.3. La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [3]

La dalle de compression résiste donc elle n'a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations à cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...)

Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés). D'après, le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser.

✓ $s_t \leq 20$ cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).

✓ $s_t \leq 33$ cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}).

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à $A_{\perp} = 0.021 \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e}$

$\Rightarrow A_{\perp} = 4 \times \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

1. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

Pour $h_0 = 4$ cm $\Rightarrow \phi \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec T_s de fils à haute adhérence 400 est de 0.0006

$A_{\min} = 0.0006B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 4 \times 100 = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adapte $A_{\perp} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$

$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adapte : $3\phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2$. Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\phi 5$ (20/20).

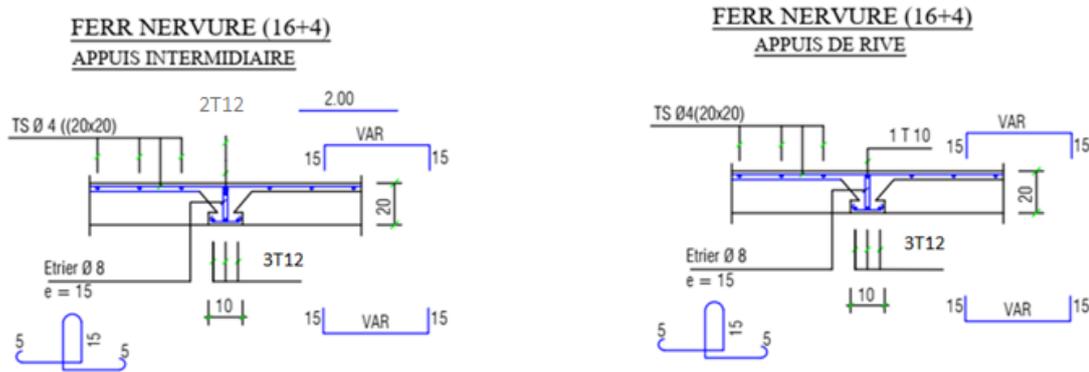


Figure.III.17 : Schéma de ferrailage des planchers.

III.7. L'ASCENSEUR :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.1. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine

Rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

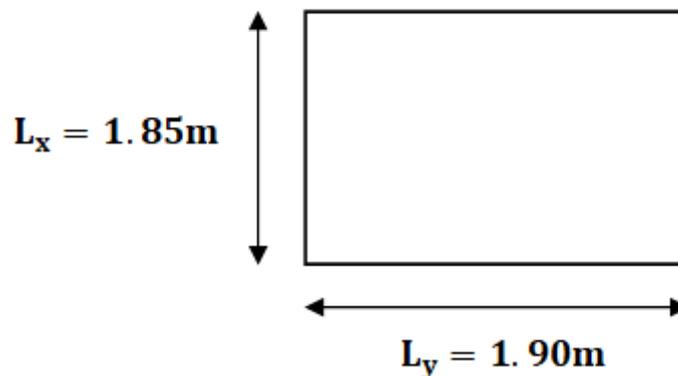


Figure.III.18:vue en plan de dalle machine.

a) Résistance à la flexion :

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

$$\frac{185}{50} \leq e \leq \frac{185}{40}$$

$$3.7\text{cm} \leq e \leq 4.625\text{cm}$$

b) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

On prend : $e=25\text{cm}$

III.7.2. Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

✓ Poids de la dalle machine supportée..... $50,00 \text{ KN/m}^2$

✓ Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow G = 50 + 6.25 = 56,25 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,00 \text{ KN/m}^2.$$

III.7.3. Combinaison des charges :

$$\checkmark \text{ E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=77,438 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \text{ E.L.S : } q_{\text{ser}}=G+Q=57,25 \text{ KN/m}^2$$

III.7.4. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

➤ Calcul de « ρ » :

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.85}{1.90} = 0.97 < 1$$

❖ La dalle travail dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.039 \Rightarrow M_x = 10.33 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.934 \Rightarrow M_y = 9.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✓ Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85 M_x = 8.78 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85 M_y = 8.19 \text{ kNm}$$

✓ Moments sur appuis:

$$M_{ax}=0,3M_x = 3.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}=0,3M_y = 2.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = 3.1 \text{ KN.m}$$

III.7.5. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm; c=2cm; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau.III.21: Tableau récapitulatif des résultats de ferrillage.

		M_t (KN. m)	μ	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
travée	Sens x-x	8.78	0.0122	0	0.0153	22.36	1,13	5T8	2,51
	Sens y-y	8.19	0.0113	0	0.0142	22.37	1.05	5T8	2,51
appui	Sens x-x	3.1	0.0043	0	0.0053	22.45	0.39	5T8	2,51
	Sens y-y	3.1	0.0043	0	0.0053	22.45	0.39	5T8	2,51

Espacement :

✓ **En travée:**

$$s_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens x - x}) \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens y - y}) \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

✓ **En appui:**

$$s_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens x - x}) \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens y - y}) \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

Vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d_{u_{c28}}}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 48.60\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 47.75\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{48.60 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.21\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.6. Vérification :

a) Vérification des contraintes :

➤ **Béton:**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

➤ **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA: } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.046 \Rightarrow M_x = 9.013 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.961 \Rightarrow M_y = 8.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7.36 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis:**

$$M_a = \max(0, 3M_x; 0,3M_y) = 2.70 \text{ KN.m}$$

➤ **Détermination de la valeur de « y »:**

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A'_s (y - c')^2 - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

➤ **Moment d'inertie:**

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.22: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		M_t (KN.m)	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	(x-x)	7.66	2.51	3.75	14994.14	1.91	Vérifiée
	(y-y)	7.36	2.51	3.75	14994.14	1.84	
Appuis		2.70	2.51	3.75	14994.14	0.67	

b) Vérification de la condition de non fragilité :

$h=25\text{cm} ; b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2.03\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2.00\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho_0 = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 \end{cases}$

Sens Lx-x :

✓ Sur appuis : $A_x=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,03\text{cm}^2$ vérifiée

✓ En travée : $A_x=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,03\text{cm}^2$ vérifiée

➤ Sens Ly-y :

✓ Sur appuis : $A_y=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ vérifiée

✓ En travée : $A_x=2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2$ vérifiée

c) Vérification de la flèche : (BAEL 91) La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (**B.A.E.L.91 modifié 99**) [2] :

Avec : $h=0.25\text{ m}$ et $l= 1.9\text{ m}$.

$A_{st_t} = 2.51\text{ cm}^2$

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ $0.131 > 0.062$ c.v

$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$ $0.131 > 0.084$ c.v

$\frac{A_{sapp}}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e}$ $0.0011 < 0.010$ c.v

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

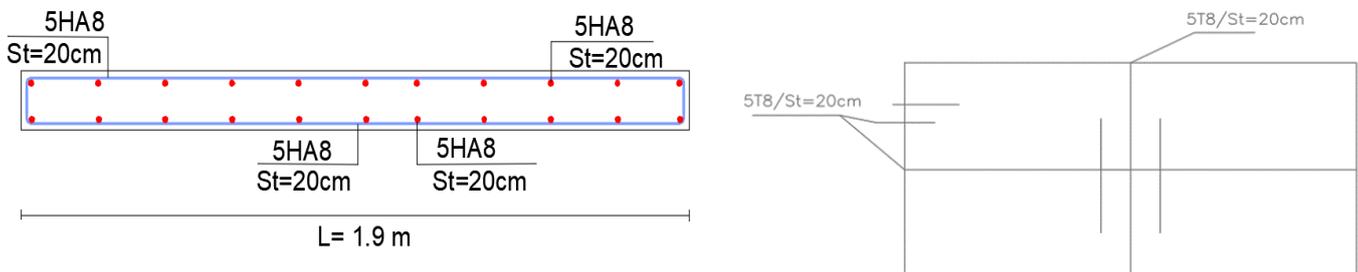


Figure.III.19: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

III.8. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

❖ Après les calculs on trouve :

1. L'acrotère :

✓ Les armatures longitudinales : **4T8**

✓ Les armatures transversales : **4T6**

2. Les escaliers :

▪ Les armatures longitudinales :

Appui : **4T12** travée : **5T14**

▪ Les armatures transversales : **4T8**

✓ La poutre palière :

▪ Les armatures longitudinales :

Appui : **3T10 +2T12** travée : **3T12 +2T12**

Les armatures transversales : **1cadre T8+1étrier T8**

3. Les planchers :

Les armatures longitudinales :

Appui intermédiaire : **2T12** travée : **3HA12**

Appui de rive: **1HA10**

Les armatures transversales : **1étrier Ø8**

4. L'ascenseur : - Sens x-x :

Appui : **5T8** travée : **5T8**

- Sens y-y :

Appui : **5T8** travée : **5T8**

Chapitre IV

Modélisation de la structure et
étude dynamique

IV.1. INTRODUCTION :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines.

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 « constructions parasismiques » selon le règlement en vigueur (**RPA 99 Version 2003**). [1]

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par RPA99/version 2003.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel «**ROBOT**» qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments de grande hauteur.

IV.3. MÉTHODES DE CALCUL :

Selon RPA99/version2003 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.

IV.3.1. Méthode statique équivalente : (article 4.2 du RPA99/2003) [1]

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y.

a) Conditions d'application : La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

1- Zone I : Tous groupes

2- Zone II : Groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

3- Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

b) Méthode de modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

C) Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4, 2,3) [1]

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. est donné par le tableau (4-1) présenté ci-après.

Tableau. IV.1: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend une valeur moyenne : $\xi = 8.5 \%$.

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$

d) Estimation de la période fondamentale de la structure :

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 à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
 C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA. On peut également utiliser aussi la formule : $T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ Calcul de période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Dans notre cas : $C_T = 0.050$

$h_N = 27.54 \text{ m}$

$$T = 0.050 \times 27.54^{\frac{3}{4}}$$

$T = 0.601 \text{ s}$

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

$D_x = 24.50 \text{ m}$; $D_y = 19.50 \text{ m}$

$T_x = 0.50 \text{ s}$; $T_y = 0.56 \text{ s}$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs

Donc : $T = 1.3 \times 0.50 = 0.65 \text{ s}$

R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (voir RPA).

Q : facteur de qualité : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^N p_q$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA.

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges 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 RPA.

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

1- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

3- Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

4- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

5- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de

comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

c) Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.2)

Tableau. IV.2: Coefficient d'accélération de zone

groupe	ZONE			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

η: facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%):

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

ξ: pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2, RPA) ξ=7%

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0.881 \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3, RPA)

Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction → **R=4**

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7, RPA)

Tableau. IV.3: Valeurs des périodes caractéristiques T₁, T₂.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1s}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2s}	0.30	0.40	0.50	0.70

Dans notre cas le sol est meuble (site S₃) : T₁= 0.15 s & T₂=0.50 s

Q : facteur de qualité (tableau 4.4, RPA) **Q=1+∑₁⁵P_q**

Tableau. IV.4: Valeur de facteur de qualité

Critère q	Observé	P_{qx}	Observé	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
4. Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$$Q_x = 1.15 \quad ; \quad Q_y = 1.15$$

IV.4 Modélisation de la structure :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014**» qui contient différentes méthodes de calcul sismique.

Pour notre cas, on a choisie « Analyse modale spectrale » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

IV.4.1 Présentation du logiciel de calcul (Auto desk Robot 2014)

Robot est un logiciel dérivé de la société Auto desk. Il est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structure, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet de créer des structures, les calculées, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la dernière étape gérée par robot permet de définir la note de calcul ainsi que des plans de ferrailage. Ce logiciel offre un calcul plus étendu par rapport aux autres codes car il est avantagé par l'intégration du règlement RPA et la configuration avec le règlement international BAEL.

A. Modélisation des éléments structuraux

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

B. Modélisation de la masse

La masse de la structure est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par RPA/ version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé 25KN/m^3 .

La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs ...) a été répartie sur les poutres concernées.

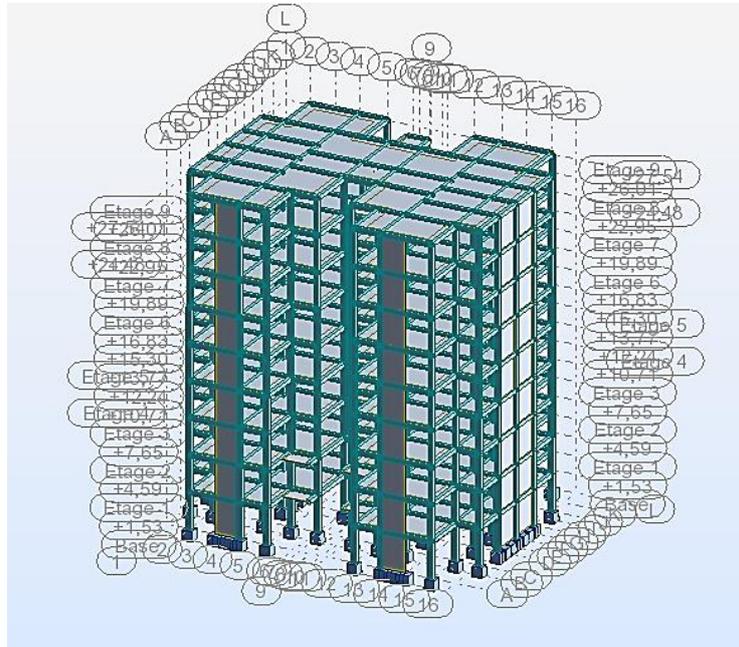


Figure IV.1: Modélisation 3D de la structure.

IV.4.2. Modélisation :

IV.4.2.1. La structure avec les voiles :

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière réfléchie ; plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

- ✓ Une période fondamentale proche de la limite imposée par le **RPA99 version 2003**.
- ✓ Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.
- ✓ Des déplacements inter-étages vérifiés.

En général les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

❖ Disposition des voiles :

Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnelle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.

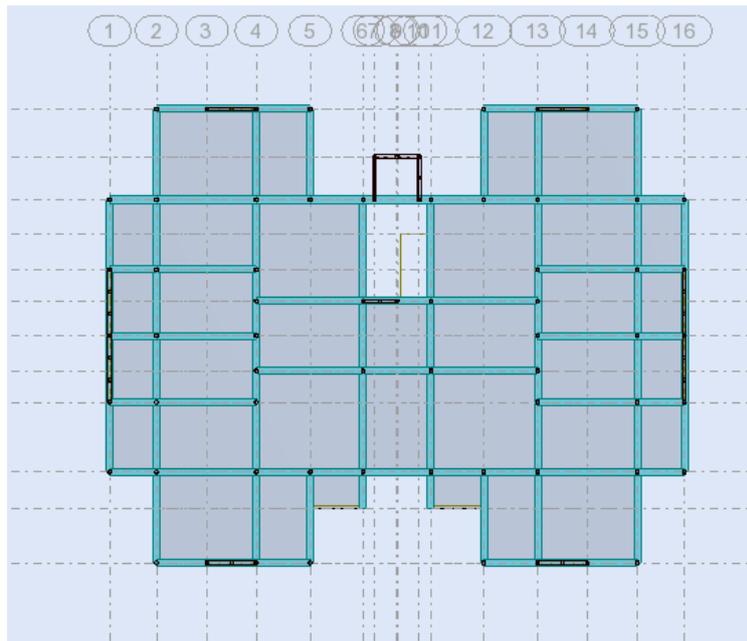
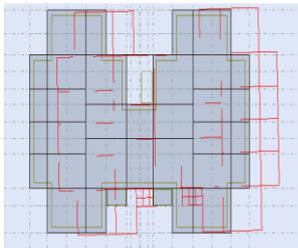
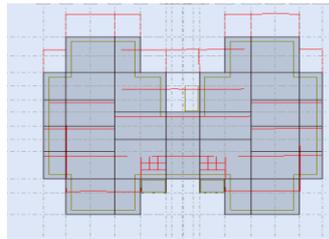


Figure. IV.2: Disposition des voiles.

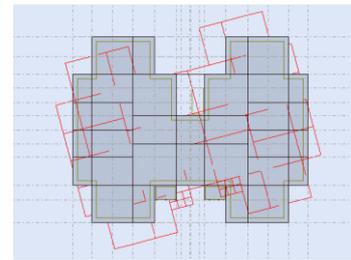
a) Le comportement de la structure :



Mode 1 $T=0.57s$
Translation suivant
X-X



Mode 2 $T=0.45s$
Translation suivante
Y-Y



Mode 3 $T=0.36s$
Rotation autour
de Z-Z

Figure. IV.3: Comportement de la structure sous disposition.

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. IV.5: Résumé des résultats de calcul.

Mode	Période s	UX %	UY%	Somm UX	Somm UY
1	0.57	70.39	0.00	70.39	0.00
2	0.45	70.40	67.25	0.00	67.25
3	0.36	70.74	67.30	0.35	0.04
4	0.18	85.12	67.30	14.38	0.00
5	0.12	85.12	85.52	0.00	18.23
6	0.10	85.21	85.52	0.08	0.00
7	0.09	90.61	85.53	5.41	0.00
8	0.06	93.62	85.72	3.00	0.20
9	0.06	93.71	92.07	0.09	6.35
10	0.05	93.71	92.07	0.00	0.00

b) Remarques :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,57$
- ✓ Les 1er et 2ème modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3ème mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 09 premiers' modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

c) Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version 2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

❖ Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau. IV.6: Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise (%)	
	voiles	portiques	voiles	portiques
RDC	5620.60	18420.60	23.37	76.63
1 ^{er}	4628.65	15929.01	22.51	77.49
2 ^{ème}	4334.15	13254.37	24.64	75.36
3 ^{ème}	3759.86	11009.75	25.45	74.55
4 ^{ème}	3214.55	8819.87	26.71	73.29
5 ^{ème}	2527.69	6774.89	27.17	72.83
6 ^{ème}	1780.85	4785.24	27.12	72.88
7 ^{ème}	1038.51	2784.86	27.16	72.84
8 ^{ème}	350.01	1265.68	21.66	78.34

On constate que l'interaction sous charge verticale est non vérifiée.

❖ **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

À partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est non vérifiée. On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles dépasse la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version 2003 L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles est supérieur à 75 % dans la majorité de niveaux et les portiques reprennent plus de 25 %.

Tableau. IV.7: Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	voiles(KN)	portiques(KN)	V(%)	P(%)	voiles(KN)	portiques(KN)	V(%)	P(%)
RDC	1081.45	807.78	57.24	42.76	1472.23	534.64	73.35	26.65
1 ^{er}	807.84	1038.41	43.75	56.25	1488.26	470.06	75.99	24.01
2 ^{ème}	757.02	997.03	43.15	56.85	1395.46	462.17	75.12	24.88
3 ^{ème}	571.81	1047.79	35.30	64.70	1174.03	545.97	68.25	31.75
4 ^{ème}	512.55	928.52	35.56	64.44	1103.11	441.00	71.43	28.57
5 ^{ème}	368.57	847.77	30.30	69.70	880.56	435.66	66.90	33.10
6 ^{ème}	310.90	629.85	33.04	66.96	547.64	489.47	52.80	47.20
7 ^{ème}	127.42	485.09	20.80	79.20	276.71	417.69	39.84	60.16
8 ^{ème}	100.00	394.61	20.21	79.79	114.95	452.83	20.24	79.76

Pour cela on fait une autre analyse du système portique (en supprimant les voiles) sous 25% de la charge sismique.

Pour chaque portique, on compare les efforts tranchants d'étages reprises par chaque portique du système mixte sous 100% de la charge sismique, et les efforts tranchants d'étages reprises par chaque portique du système auto-stable sous 25% de la charge sismique, pour que cette exigence soit vérifiée.

Il faut que pour chaque portique et pour chaque étage, l'effort tranchant des auto-stables sous 25% soit supérieure à celui des portiques du système mixte sous 100%, le cas contraire, le portique est dimensionné par le max des deux.

Après la vérification entre les deux systèmes. On observe que les efforts tranchants reprises par les portiques dans le système mixte est supérieur à les efforts tranchants reprises par les portiques en système portiques auto-stables.

Donc les poteaux et les poutres sont dimensionnés par les efforts de système mixte.

IV.4.2.2. Structure contreventée par système Mixte (voiles –portique) :

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent entre les deux systèmes de Contreventements : portiques et voiles, le besoin de locaux de grandes dimensions, le souci d'économie, exclut fréquemment l'emploi de voiles seuls. On peut dans ce cas associer avantageusement des voiles à des portiques. Dans ce cas le système est appelée système de contreventement mixtes.

L'interaction des deux types de structure produit par conséquent un effet de raidissage Favorable et un intérêt particulier en raison des déformations différentes qui interviennent dans Ces éléments.

RPA exige ce système de contreventement surtout pour les zones de forte sismicité, Parce que l'interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyen ou grand élancement.

a) Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 : [1]

✓ Vérification de la résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/ Version 2003 (l'article 4-3-6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_t < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8V_{st}}{V_t}$

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

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

$$A = 0.15; Q = 1.15; R = 4$$

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0.50 \text{ s} \quad ; \quad T_y = 0.56 \text{ s}$$

$$T = 1.3 \times 0.50 = 0.65 \text{ s} \quad \rightarrow \quad D_x = D_y = 2.205$$

A partir des résultats de modélisation par ROBOT on trouve :

$$W = 24247.20\text{KN}$$

$$V_{st\ x} = 1844.54\ \text{KN} \quad ; \quad V_{st\ y} = 1844.54\text{KN.}$$

$$\text{On a: } V_{dyn\ x} = 1889.22\ \text{KN.} \quad ; \quad V_{dyn\ y} = 2006.85\text{KN.}$$

Tableau. IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultante des forces sismique	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn}/V_{st}	observation
Sens X-X	1889.22	1844.54	1.02	C.V
Sens Y-Y	2006.54	1844.54	1.08	C.V

$$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8 \text{ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.}$$

b) Calcul des déplacements : RPA 99 article 4.4.3 [1]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement. $R=4$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% h_k$ RPA 99 article 5.10

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.9: Vérification des déplacements au sens x-x.

Niveaux	Sens x-x				
	h_k (m)	$\delta_k = R \times \delta_{ek}$ (m)	Δ_k (m)	1% h_k (m)	observation
Niv8	3.06	0.2	0.02	0.0306	C.V
Niv7	3.06	0.18	0.02	0.0306	C.V
Niv6	3.06	0.16	0.02	0.0306	C.V
Niv5	3.06	0.14	0.03	0.0306	C.V
Niv4	3.06	0.11	0.03	0.0306	C.V
Niv3	3.06	0.08	0.02	0.0306	C.V
Niv2	3.06	0.06	0.028	0.0306	C.V
Niv1	3.06	0.032	0.02	0.0306	C.V
RDC	3.06	0.012	0.012	0.0306	C.V

Tableau. IV.10: Vérification des déplacements au sens y-y.

Niveaux	Sens Y-Y				
	h_k (m)	$\delta_k = R \times \delta_{ek}$ (m)	Δ_k (m)	1% h_k (m)	observation
Niv8	3.06	0.14	0.02	0.0306	C.V
Niv7	3.06	0.12	0.01	0.0306	C.V
Niv6	3.06	0.11	0.02	0.0306	C.V
Niv5	3.06	0.09	0.02	0.0306	C.V
Niv4	3.06	0.07	0.02	0.0306	C.V
Niv3	3.06	0.05	0.02	0.0306	C.V
Niv2	3.06	0.03	0.01	0.0306	C.V
Niv1	3.06	0.02	0.012	0.0306	C.V
RDC	3.06	0.008	0.008	0.0306	C.V

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage $\Delta_{k_{\max}} = 0,007\text{m} < 1\% h_e = 0.0306\text{ m}$

c) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [1]

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times V_k} < 0.1 \text{ RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

• Si : $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

• Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau. IV.11: Vérification de l'effet P- Δ au sens x-x.

Niveaux	P_k	Δ_k (x)	$P_k \times \Delta_k$ (x)	h_k	V_x	$h_k \times V_x$	θ_x	observation
Niv8	1605.85	0.02	32.117	3.06	294.61	901.50	0.03	C.V
Niv7	3788.018	0.02	75.760	3.06	612.50	1874.25	0.04	C.V
Niv6	6504.05	0.02	130.081	3.06	940.75	2878.70	0.04	C.V
Niv5	9213.852	0.03	276.41	3.06	1216.34	3722.00	0.2	C.V
Niv4	11919.004	0.03	357.57	3.06	1441.07	4409.67	0.08	C.V
Niv3	14627.506	0.02	292.55	3.06	1619.60	4956.00	0.05	C.V
Niv2	17419.728	0.028	348.39	3.06	1754.05	5367.40	0.06	C.V
Niv1	20342.644	0.02	406.85	3.06	1846.25	5649.52	0.07	C.V
RDC	23778.386	0.012	285.34	3.06	1889.23	5781.04	0.05	C.V

Tableau. IV.12: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y.

Niveaux	P_k	Δ_k (y)	$P_k \times \Delta_k$ (y)	h_k	V_y	$h_k \times V_y$	θ_y	observation
Niv8	1605.85	0.02	32.117	3.06	337.88	1034.00	0.03	C.V
Niv7	3788.018	0.01	37.88	3.06	694.41	2124.90	0.01	C.V
Niv6	6504.05	0.02	130.81	3.06	1037.10	3173.52	0.04	C.V
Niv5	9213.852	0.02	184.27	3.06	1316.22	4027.63	0.04	C.V
Niv4	11919.004	0.02	238.38	3.06	1544.10	4725.00	0.05	C.V
Niv3	14627.506	0.02	292.55	3.06	1719.99	5263.17	0.05	C.V
Niv2	17419.728	0.01	174.19	3.06	1857.63	5684.34	0.03	C.V
Niv1	20342.644	0.012	244.11	3.06	1958.32	5992.45	0.04	C.V
RDC	23778.386	0.008	190.22	3.06	2006.86	6141.00	0.03	C.V

Donc l'effet P- Δ est vérifié.

d) Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.)[1] :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : Moment stabilisant

M_r : Moment de renversement.

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

$$M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times D_i$$

$$M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

b: la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g, Y_g).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1.5$$

$$M_{s_x} = 24247.20 \times 12.4 = 300665.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{s_y} = 24247.20 \times 9.90 = 240047.28 \text{ KN.m}$$

Tableau. V.13: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant.

	M_{stabilisant}	M_{renversement}
Sens-x	300665.28	35540.062
Sens-y	240047.28	38165.967

Sens x-x :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{300665.28}{35540.062} = 8.45 > 1.5 \dots \dots \dots \text{(C. V)}$$

Sens y-y :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{240047.28}{38165.967} = 6.28 > 1.5 \dots \dots \dots \text{(C. V)}$$

Donc il y'a pas d'un risque de renversement selon les deux sens.

e) Effort normal réduits : RPA Article : 7.1.3.3 et 7.4.3 [1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

Où : N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par l'ETABS) B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière f_{cj} :est la résistance caractéristique du béton

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le **CBA**, (l'Article B.8.2.2) [2] pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: "Les combinaisons d'action à considérer

Sont celles données par les **RPA**." Les combinaisons du **RPA** pour un ouvrage avec des voiles (mixtes) sont connues :

➤ **Vérification d'effort normal réduit des poteaux :**

$$v = \frac{1070334.50}{(450 \times 400) \times 25} = 0.23 < 0.3 \quad (\text{C.V})$$

Tableau. IV.14: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

Poteau	Étage	N_d (N)	B_c cm ²	Combinaisons	f_{c28}	V	Observation
45×40	RDC + 1er étage	1070334.50	180000	ELU	25	0.23	C.V
40×35	2 et 3 éme étage	731805.39	140000	ELU	25	0.20	C.V
40×30	4 et 5 éme étage	458162.75	120000	ELU	25	0.15	C.V
35× 35	6 et 7 et 8 éme étage	217366.29	122500	ELU	25	0.07	C.V

IV.5. CONCLUSION :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel **Auto desk Robot 2014**, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, le 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.V_{m,se}$)
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99 version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérification de la condition de l'effort réduit

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle.



Chapitre V
Calcul des éléments
résistants

V.1. INTRODUCTION :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, c'est l'ensemble des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93** et le **RPA99 version 2003**.

V.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 (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : **RPA article 5.2**.

- 1.35G+1.5Q - G+Q+E - 0.8G+E.
- G+Q - G+Q-E - 0.8G-E.

✓ Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- M^{\max} → N^{corres}
- N^{\max} → M^{corres}
- N^{\min} → M^{corres}

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003:

a) Coffrage : RPA 7.4.1 [1] Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II_a .
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

b) Les armatures longitudinales : RPA. article.7.4.2.1. [1]

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique II_a , les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C).
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R).
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' . $l' = 2h$

$$h' = (\max \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

h_e : La hauteur de l'étage.

$(h_1 ; b_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau.

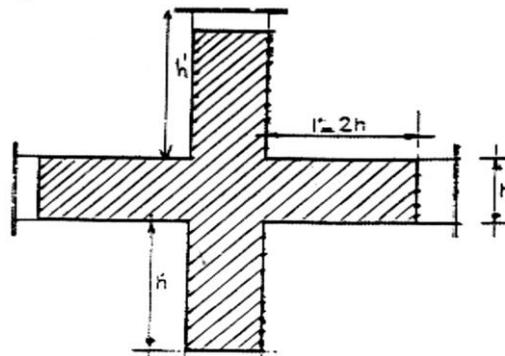


Figure. V.1: zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau. V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er}	45×40	14.40	72	108
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	40×35	11.20	56	84
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	40×30	9.60	48	72
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} et 8 ^{eme}	35×35	9.80	49	73.5

c) **Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2. [1]** Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

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 : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone II}_a.$$

➤ zone courante :

$$t' \leq 15 \phi_1 \quad \text{en zone II}_a.$$

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 : A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$\text{Si : } \lambda_g \leq 3 : A_{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de 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 de $10 \phi_t$ minimum.

V.2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **Auto desk Robot 2014** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.2: Sollicitations dans les poteaux.

Poteaux	G+Q±E		ELU		0.8G±E	
	M ^{max} et N ^{corres}		N ^{max} et M ^{corres}		N ^{min} et M ^{corres}	
	M ^{max}	N ^{corres}	N ^{max}	M ^{corres}	N ^{min}	M ^{corres}
45× 40	47.02	-107.44	1070.33	-11.64	-180.43	31.35
40× 35	-46.61	259.84	731.81	-13.13	4.03	37.30
40× 30	-41.96	207.32	458.16	-11.36	-4.22	- 25.98
35× 35	-31.15	36.22	217.37	-3.59	-1.69	-13.67

❖ Exemple de calcul

a) Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (45×40) en adoptant les sollicitations à l'ELU.

$$N^{\max} = 1070.3 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corres}} = -11.64 \text{ KN.m}$$

$N_u > 0$: Donc le poteau est soumis à un effort de compression.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{11.64}{1070.30} = 0.010 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.45}{2} \Rightarrow 0.010 < 0.225 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

-Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow M_f = -11.64 + 1070.33 \left(0.405 - \frac{0.45}{2}\right)$$

$$M_f = 181.02 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 450 - 0.81 \times 30) \times 400 \times 450 \times 14.16 = 324.58 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 1070.33 \times (0.405 - 0.03) - 181.02 = 220.35 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 1070.33 \text{ KN} ; M_f = 181.02 \text{ KN.m}$$

$$u_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow u_{ua} = \frac{181.02 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 405^2} = 0.19 \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$u_{ua} = 0.19 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.19 < u_{lim} = 0.392 \Rightarrow u_{ua} < u_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$u = 0.19 \Rightarrow \alpha = 0.26$$

$$Z = 362.88 \text{ mm}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M}{\sigma_s \cdot Z} \quad \Leftrightarrow \quad A_{\text{cal}} = \frac{181.02 \times 10^6}{348 \times 362.88} = 1433.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 14.33 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\sigma_s} = 1433.45 - \frac{1070.33 \times 10^3}{348} = -1642.21$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille la section du poteau par le ferrailage minimal :

$$A_{\text{min}} = \max \{4p ; 0.2\%B\}.$$

P : périmètre de la section calculée.

B : la surface de la section calculée.

$$A_{\text{min}} = \{6.80 ; 3.60\}.$$

$$A_{\text{min}} = 6.80 \text{ cm}^2$$

Sections des armatures longitudinales donnent par Excel dans les poteaux.

Tableau. V.3: Sections des armatures longitudinales.

	G+Q±E (cm²)	ELU (cm²)	0.8G±E (cm²)	A_{min} BAEL (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{max} (cm²)
45×40	2.23	14.33	4.65	6.80	14.40	14.40
40×35	7.55	9.05	3.10	6	11.20	11.20
40×30	6.16	7.34	2.17	5.60	9.60	9.60
35×35	3.42	3.28	1.27	5.60	9.80	9.80

Choix des armatures :

Tableau. V.4: Sections des armatures longitudinales adoptées.

niveau	Section du poteau (cm²)	A_{max} (cm²)	A_{adp} (cm²)
RDC et 1^{er}	45×40	14.40	10HA14=15.39
2^{eme} et 3^{eme}	40×35	11.20	10HA12=11.31
4^{eme} et 5^{eme}	40×30	9.60	10HA12=11.31
6^{eme}; 7^{eme} et 8^{eme}	35×35	9.80	10HA12=11.31

b) Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

$$V_u = 19.05 \text{ KN}$$

$$h_1 = 45 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

λ_g est l'élançement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = (4.76 \text{ ou } 5.35) = 5.35$$

$$\rho = 2.5$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone II}_a$$

$$t \leq \min(12, 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq 12 \quad \text{donc } t=10\text{cm}$$

➤ zone courante :

$$t' \leq 15\phi_1 \text{ en zone II}_a$$

$$t' \leq 18 \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

$$A_t = \frac{150 \times 2.5 \times 19.05 \times 10^3}{450 \times 400} = 0.39 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\lambda_g \geq 5 : A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } 6T8 = 3.018 \text{ cm}^2$$

Tableau. V.5: Sections des armatures transversales.

Niveau	RDC et 1er	2eme et 3eme	4eme et 5eme	6eme ; 7eme et 8eme
Section (cm²)	45×40	40×35	40×30	35×35
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	5.35	6.12	7.14	6.12
V_u (KN)	19.05	17.46	15.82	18.07
t zone nodale (cm)	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15
P	2.5	2.5	2.5	2.5
A_t (cm²)	0.39	0.4	0.37	0.48

✓ on adopte pour tous les étages : $6T8 = 3.018 \text{ cm}^2$.

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1 \Leftrightarrow 8 > \frac{20}{3} = 6.66 \dots \text{cv.}$$

V.2.3. Vérifications:

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de

$L_0 = 3.06\text{m}$ et un effort normal égal à 1070.33 KN . On doit vérifier ;

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1) [2]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 \quad \Leftrightarrow \quad L_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214.2}{40} = 18.55$$

$$\lambda = 18.55 < 50 \quad \Leftrightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.55}{35}\right)^2} = 0.8$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1634\text{m}^2 \quad \gamma_b = 1.50; \gamma_s = 1.15$$

$$A = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.8 \times \left[\frac{0.1634 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1539 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2846.02 \text{ KN}$$

$$N_u = 1070.33 \text{ KN} < \bar{N}.$$

Donc pas de risque de flambement.

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

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

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)[1]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.6: Vérification aux sollicitations tangentielles.

niveau	Section (cm ²)	I _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	observation
RDC et 1er	45×40	2.14 2	5.3 5	0.07 5	40.5 0	19.5 0	0.12	1.88	vérifiée
2eme et 3eme	40×35	2.14 2	6.1 2	0.07 5	36.0 0	17.4 6	0.13	1.88	vérifiée
4eme et 5eme	40×30	2.14 2	7.1 4	0.07 5	36.0 0	15.8 2	0.14	1.88	vérifiée
6eme;7eme et 8eme	35×35	2.14 2	6.1 2	0.07 5	31.5 0	18.0 7	0.16	1.88	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

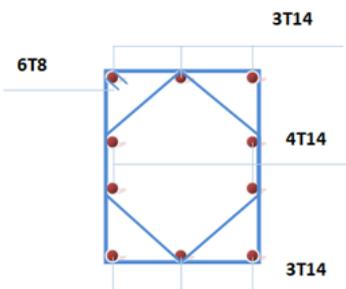


Figure. V.2: Schéma de ferrailage des Poteaux RDC et 1^{er} étage.

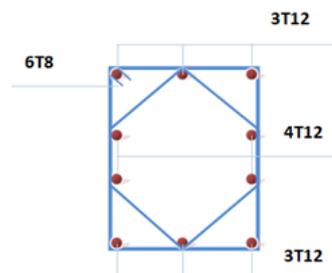


Figure. V.3: Schéma de ferrailage des Poteaux 2^{ème} à 8^{ème} étage.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmits les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **Auto desk Robot 2014**

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

➤ Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : article A.3.3

- $1.35G + 1.5Q$ (ELU).

- $G + Q$ (ELS).

➤ Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : article 5.2

- $G + Q \pm E$

- $0,8G \pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003 :

a) Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1) [1]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales : (RPA A.7.5.2.2) [1]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1 \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales ϕ_1 à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Ferrailage des poutres :

V.3.2.1. Poutre principale :

- ✓ Exemple de calcul :

a) Les armatures longitudinales :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel **Auto desk Robot 2014**.

Tableau. V.7: Sollicitations de la poutre principale.

Section	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		G+Q+E (KN.m)		0.8G+E (KN.m)	
	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a	M_t	M_a
40× 30	16.52	38.31	12.10	28.18	61.42	68.55	61.67	67.47

- ✓ **Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 61.67 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{61.67 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 360^2} = 0.112$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.148$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 338.688 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{61.67 \times 10^6}{348 \times 338.688} = 5.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{6 \text{ HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2}$$

- ✓ **Ferrailage en appui :**

$$M_{a \max} = 68.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{68.55 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 360^2} = 0.124$$

$$\mu < 0.186$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.166$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 336.096 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{68.55 \times 10^6}{348 \times 336.096} = 5.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{6 \text{ HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2}$$

✓ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1) [1]**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (40 \times 30) = 6 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [1]**

- Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2$
- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$

b) Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right)$$

$\phi_t = 1.14 \text{ cm}$ Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1 \right)$$

$$S_t = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4 \right) = 10 \text{ cm.}$$

Donc on adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$\text{En dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

V.3.2.2. Poutre secondaire :

Tableau. V.8: Ferrailage de la poutre secondaire.

Section	M_u (KN. m)	μ	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	36.34	0.085	0.111	301.014	3.46	6HA10 = 4.71
Appuis	41.98	0.100	0.131	298.494	4.04	6HA10 = 4.71

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0, 5\% (b \times h) = 0, 5\% (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} \dots \dots \dots \text{cv}$$

❖ **Armatures maximales :**

✓ Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 42 \text{ cm}^2$

✓ Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul du ferrailage transversal :**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right).$$

$$\phi_t = 1 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

Dans la zone nodale : $S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1 \right)$

$$S_t = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 8.75 \text{ cm.}$$

Donc on adopte $S_t = 8 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale: $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{4} = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm}$$

Tableau. V.9: Tableau récapitulatif des poutres.

Section	A _{appui}	A _{travée}	A _{trans}	S _t nodale	S _t curante	L _r
Poutre principale	6 HA12	6 HA12	Un cadre et un étrier	10	15	80
Poutre secondaire	6HA10	6HA10	Un cadre et un étrier	8	15	50

V.3.3. Vérifications :

V.3.3.1. Poutres principales :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \frac{42750}{300 \times 360} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.4 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

✓ A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

✓ A l'état limite de compression du béton: La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec } n=15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n \times A'_s (d - c')^2 + n \times A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. V.10: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sum bc$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	12.10	6.79	12.60	75772.746	2.01	Vérifiée
Appuis	28.18	6.79	12.60	75772.746	4.68	

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.11: Vérification de la compression du béton.

Section	T_{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PP (30×40)	42.75	710	Oui

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

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

Avec : $h=0.40$ m ; $l=4.25$ m ; $A_{stt}= 6.79$ cm²

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Leftrightarrow \quad 0.094 \geq 0.062 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \Leftrightarrow \quad 0.094 \geq 0.085 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \quad \Leftrightarrow \quad 0.0062 < 0.010 \dots\dots\dots C.V$$

Donc : pas de risque de flèche.

V.3.3.2. Poutre secondaire :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{38490}{300 \times 315} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}) \quad \Leftrightarrow \quad \overline{\tau_u} = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.4\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.25\text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}
travée	11.85	5.65	10.81	48911.593	2.61	Vérifiée
Appuis	27.22	5.65	10.81	48911.593	6.01	

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.13: Vérification de la compression du béton.

Section	T_{max}(KN)	0.4 × b × a × $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PS (30×35)	38.49	610	Oui

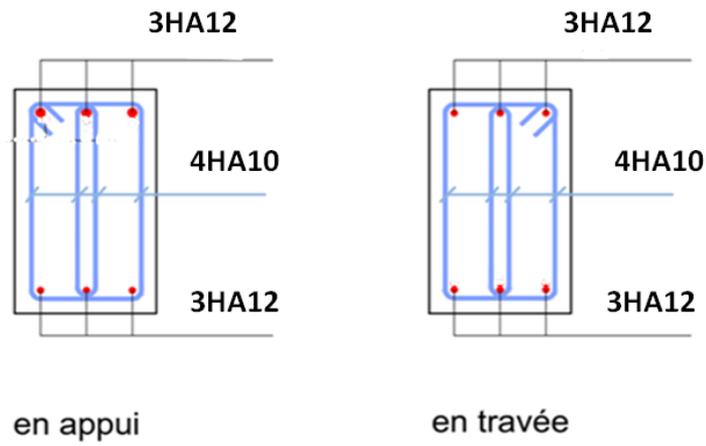


Figure. V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales.

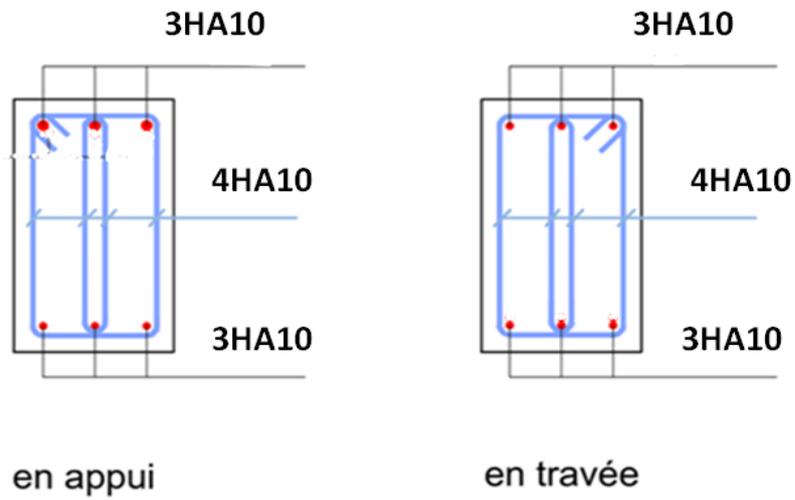


Figure. V.5: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

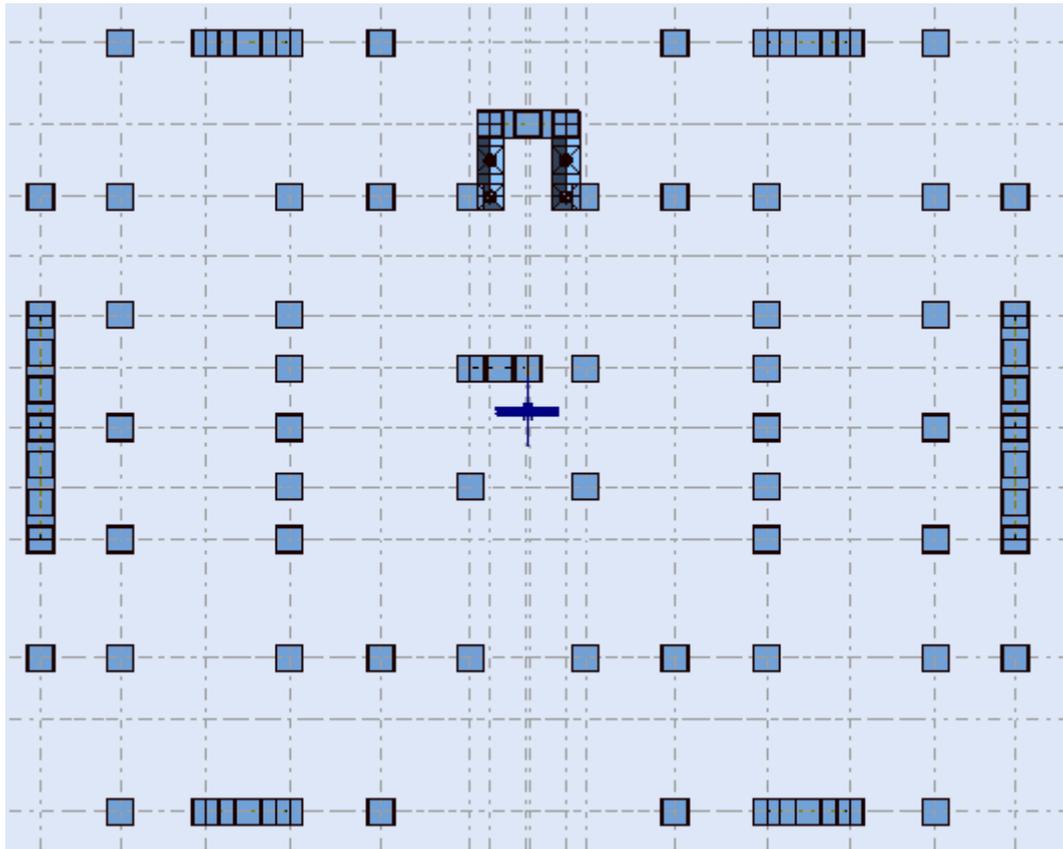


Figure. V.6: Schéma de disposition des voiles.

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes et une dimension petite appelée épaisseur, généralement verticale et chargés dans leur plan.

Pour la modélisation d'un voile, on l'assimile à une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action, d'un séisme.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement.

V.4.1. Recommandations de la RPA99 V 2003:

Selon les prescriptions du RPA99. Le ferrailage des voiles est composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures de répartition.

Combinaisons :

Selon le **RPA 99 version 2003** et **BAEL** les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- $1.35 G + 1.5Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

➤ Armatures verticales : R.P.A 99 (A7.7.4.1) [1]

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

- ✓ Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendue.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- ✓ Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction seulement par recouvrement).
- ✓ À chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à **15cm**.

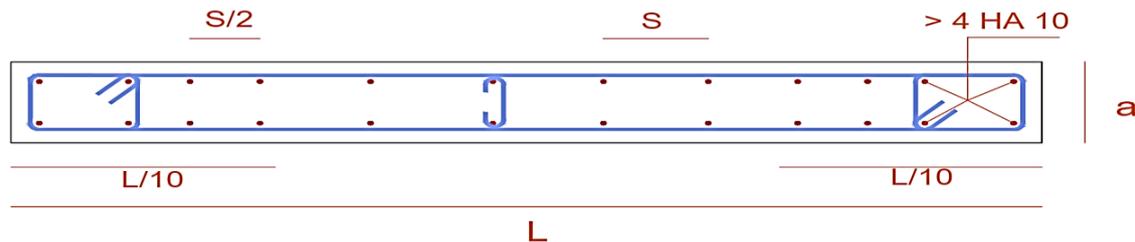


Figure. V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- **Armatures horizontales : RPA 99 (art 7.7.4.2) [1]**
Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- **Règles communes : R.P.A 99 (art 7.7.4.3) [1]**
- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné Comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des valeurs Suivantes :
$$\Rightarrow \begin{cases} S_t \leq 1.5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \text{Min}(30\text{cm}; 1.5a), \text{ Avec } a: \text{ espacement du voile}$$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingle au mètre carré, leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur de voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement désigne des efforts est possible
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée formule suivante : avec la formule suivante

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e}$$

Avec : $V = 1.4V_{\text{calculé}}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2. Exemple de calcul :

On utilise la méthode des contraintes pour ferrailer les voiles.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes.

On fait l'exemple de calcul sur un voile de largeur égale à 2.10m et une épaisseur égale à 15cm.

$$N_{\text{max}} = -1127.29\text{KN (compression)}, M_{\text{corr}} = 643.06\text{KN.m}$$

a) Détermination des contraintes :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}y$$

$$S : \text{section du voile}, S = 2.10 \times 0.15 = 0.32 \text{ m}^2$$

$$I : \text{moment d'inertie du voile}, I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.116 \text{ m}^4$$

$$y = \text{La demi largeur du voile}, y = \frac{L}{2} = 1.05 \text{ m}$$

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction, ceci nous donne les contraintes extrêmes suivantes :

$$\sigma_t = 2.29\text{MPa (contrainte maximale de traction).}$$

$$\sigma_c = -9.34\text{MPa (contrainte maximale de compression).}$$

La section du voile est partiellement comprimée (S.P.C).

Maintenant, nous déterminons les longueurs de la zone comprimée et celle tendue par les formules suivantes :

$$\text{- longueur de la zone tendue : } L_t = \frac{\sigma_t \times L}{|\sigma_c|} = 0.41 \text{ m.}$$

$$\text{- longueur de la zone comprimée: } L_c = L - L_t = 1.69 \text{ m.}$$

Le schéma suivant représente les contraintes minimales et maximales du voile:

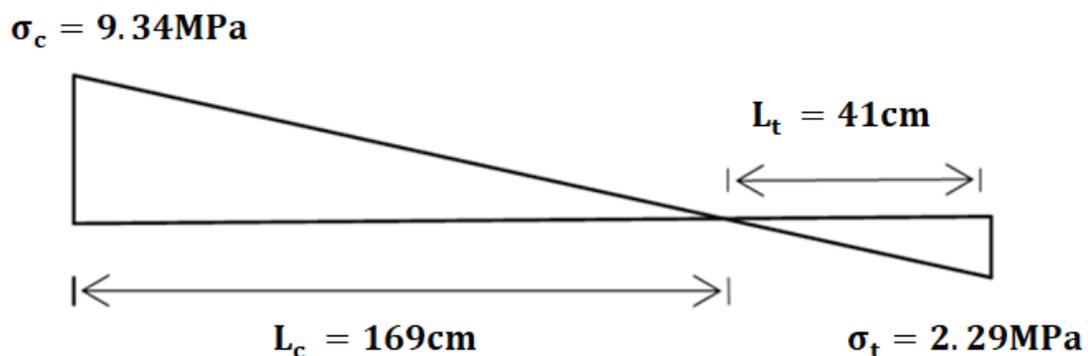


Figure. V.8 : Diagramme des contraintes du voile.

b) Calcul du ferrailage:

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction d'où la nécessité d'y mettre des armatures pour résister aux contraintes de traction. Nous déterminons donc le ferrailage en considérant la contrainte de traction.

➤ Zone d'about :

C'est la zone extrême du voile, on considère une largeur de 25 cm pour chaque côté du voile. Nous déterminons la contrainte moyenne dans la zone d'about suivant le schéma suivant :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \times (L_t - 0,25)}{L_t} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy1}} = (\sigma_t + \sigma) / 2 = 1,59 \text{ MPa}$$

Maintenant, nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone d'about.

$$N_{\text{moy1}} = \sigma_{\text{moy1}} \times S_{\text{about}}$$

S_{about} est la section de la zone d'about,

$$S_{\text{about}} = 0,25 \times 0,15 = 0,04 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy1}} = 1,59 \times 40000 = 63600 \text{ N}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale donc à :

$$A_{\text{about}} = N_{\text{moy1}} / \sigma_s ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = 1,60 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante:

Pour la zone courante, on prend une bande de largeur égale à:

$$d = \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right)$$

h_e : est la hauteur libre du voile ($h_e = 3,06 \text{ m}$) d'où $d = 1,12 \text{ m}$

On trouve que la largeur de la bande est supérieure à la largeur de la zone tendue, donc nous déterminons la contrainte moyenne de la zone courante de la zone tendue, soit :

$$\sigma_{\text{moy2}} = (2/3) \times \sigma_1 = 0,60 \text{ MPa}$$

$$N_{\text{moy2}} = (1/2) \times \sigma_{\text{moy2}} \times S_{\text{courante}}$$

$$S_{\text{courante}} = 1,12 \times 0,15 = 0,168 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy2}} = 0,5 \times 0,60 \times 0,168 = 50400 \text{ N}$$

$$A_{\text{courante}} = \frac{N_{\text{moy2}}}{\sigma_s} = 1,26 \text{ cm}^2$$

La valeur de la section « A_{courante} » concerne uniquement la zone tendue, pour la zone Courante totale du voile ($L_{\text{courante}} = 1,60 \text{ m}$), il suffit de faire la règle de 3 pour la trouver :

$$A_{\text{courante totale}} = \frac{(A_{\text{courante}} \times L_{\text{courante}})}{(L_t - 0,25)} = 12,60 \text{ cm}^2$$

❖ Récapitulation:

✓ $A_{\text{about}} = 1,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on opte pour une section de (4T10)

espacés de 15 cm soit de $2,36 \text{ cm}^2$

✓ $A_{\text{courante totale}} = 12,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on opte pour une section de (9T14)

espacés de 20 cm soit de $13,85 \text{ cm}^2$

c) Armatures minimales:

➤ La zone comprimée :

$$A_{\text{min}} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0,2\% \times B \leq A_{\text{min}} \leq 0,5\% \times B$$

$$5,07 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{min}} \leq 12,67 \text{ cm}^2$$

➤ La zone tendue :

$$A_{\min} \geq 0.2\% \times B$$

$$A_{\min} \geq 1.23 \text{ cm}^2$$

d) Exigences de R PA 99 v 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit:

- Globalement dans la section du voile: $0,15 \% \times B$.

$$A_{\min} = 0.15\% \times 2.10 \times 0.15 = 4.73 \text{ cm}^2$$

- En zone courantes: $0,10 \%$.

$$A_{\min} = 0.10\% \times 1.60 \times 0.15 = 2.40 \text{ cm}^2$$

e) Armatures horizontales:

- D'après le BEAL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{1.26}{4} = 0.32 \text{ cm}^2$$

- D'après le RPA 2003 :

$$A_h \geq 0.15\% B$$

$$A_h \geq 0.15\% \times 0.15 \times 2.10 = 4.73 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA12/ml avec: $S_t=10\text{cm}$

F) Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

g) Vérification des contraintes de cisaillement:

➤ **BAEL 91:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{176.33 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 2100}$$

$$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

➤ **RPA99 révisé 2003:**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{246.862 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 2100} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

h) Vérification à l'ELS:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{b \times h + A_s} = \frac{520.44 \times 10^3}{150 \times 2100 + 1357} = 1.65 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

V.4.3. ferrailage des voiles :

On résume les calculs dans les tableaux suivants :

Tableau. V.14: Tableau de ferrailage des voiles.

Voile	V_{x1}	V_{x2}	V_{y1}	V_{y2}
	RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} à 8 ^{eme} étage	RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} à 8 ^{eme} étage
$A_{v\ about}(cm^2)$	1.60	0.08	6.61	2.03
$A_{v\ courante}(cm^2)$	1.26	0.24	2.08	1.10
$A_{v\ total}(cm^2)$	12.60	4.26	2.21	1.36
$A_{v\ min}(cm^2)$	0.32	0.06	0.52	0.28
Barres (about)	4HA10	2HA8	6HA12	6HA10
$A_{adoptée}(about)(cm^2)$	3.14	1.01	6.79	4.71
$S_t(about)(cm)$	15	15	20	20
Barres (courante)	9HA14	6HA12	6HA12	6HA10
$A_{adoptée}(courante)$	13.85	6.79	6.79	4.71
$S_t(courante)(cm)$	20	15	20	20
$A_h(cm^2)$	4.73	4.73	6.30	6.30
$A_{h\ min}(cm^2)$	0.32	0.06	0.52	0.28
barres	5HA12	5HA12	5HA14	5HA14
$S_t(cm)$	10	10	10	10
$A_t(cm^2)$	4 Epingles DE HA8/m ²			

Tableau. V.15: Tableau de ferrailage des voiles d'ascenseur.

Voile	V_{ax}	V_{ay}
$A_{v\ about}(cm^2)$	3.35	3.56
$A_{v\ courante}(cm^2)$	2.96	2.94
$A_{v\ total}(cm^2)$	5.55	5.32
$A_{v\ min}(cm^2)$	7.12	6.93
Barres	10HA12	10HA12
$A_{adoptée}(cm^2)$	11.31	11.31
$S_t(cm)$	30	30
$A_h(cm^2)$	0.74	0.73
$A_{h\ min}(cm^2)$	7.12	6.93
barres	5HA14	5HA14
$S_t(cm)$	30	30
$A_t(cm^2)$	4 Epingles DE HA8/m ²	

Tableau. V.16: Vérification des contraintes des voiles à l'ELS.

Voile	contraintes de cisaillement BAEL			contraintes de cisaillement RPA			Vérification à l'ELS		
	τ_u	τ_u	condition	τ_b	τ	condition	σ_{bc}	σ_{bc}	condition
V_{x1}	0.62	3.33	C.V	0.87	5	C.V	1.65	15	C.V
V_{x2}	0.50	3.33	C.V	0.70	5	C.V	1.01	15	C.V
V_{y1}	0.70	3.33	C.V	0.98	5	C.V	1.23	15	C.V
V_{y2}	0.61	3.33	C.V	0.86	5	C.V	0.75	15	C.V
V_{ax}	0.71	3.33	C.V	1	5	C.V	1.12	15	C.V
V_{ay}	0.51	3.33	C.V	0.71	5	C.V	1	15	C.V

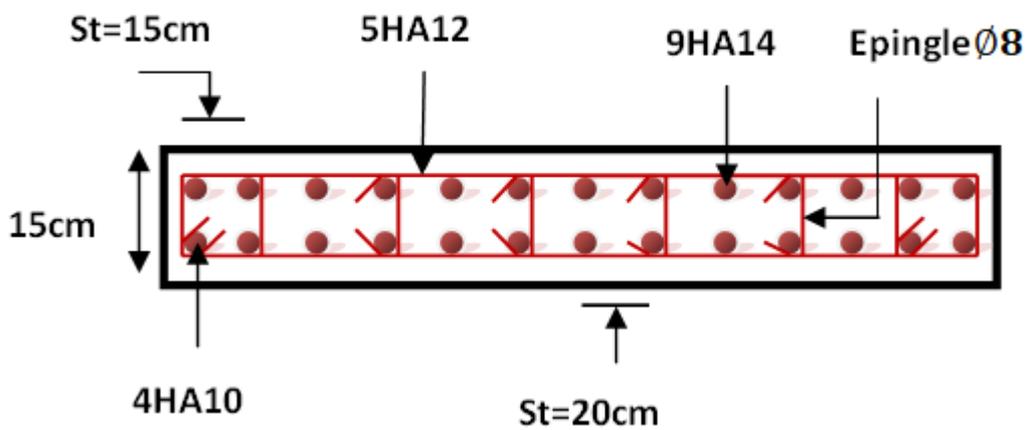


Figure. V.9: Schéma de ferrailage du voile V_{x1} .

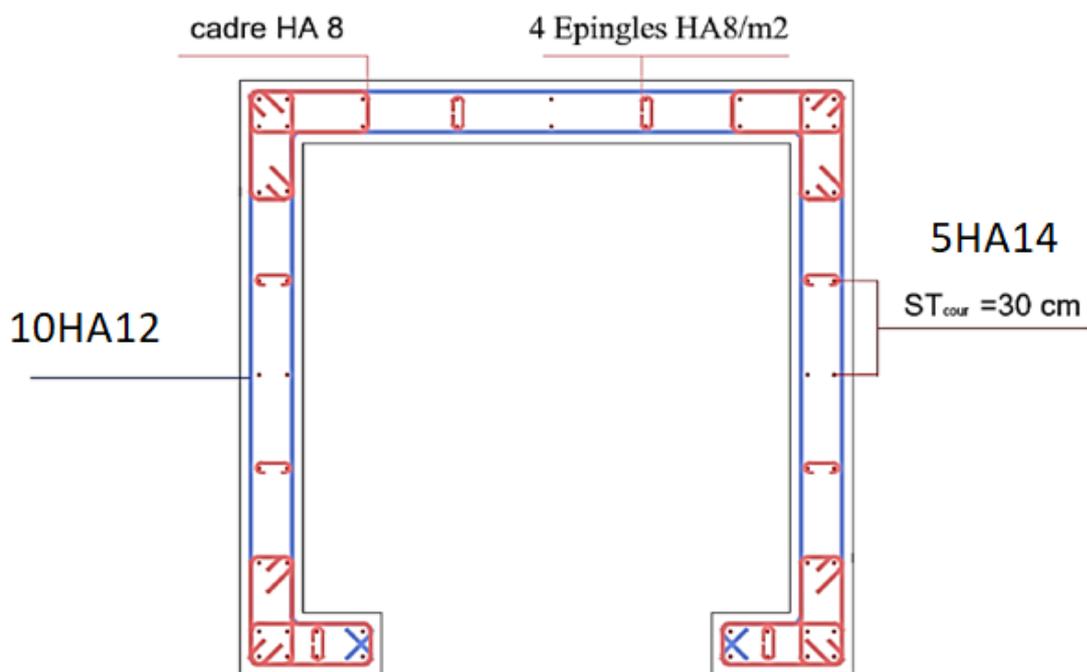


Figure. V.10: Schéma de ferrailage du voile de l'ascenseur.

V.5. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on ferraille les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) selon les différents règlements (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99).

- On extrait les efforts sollicités (les sollicitations maximales) par les trois éléments à partir de logiciel ETABS pour calculer le ferrailage maximal.
- On a créé des programmes **Robot 2014** pour simplifier et accélérer le travail.
- Dans les poteaux on génère la section des armatures adoptée pour tous les poteaux de même section.
- La section des armatures des poutres principales et secondaires est la même pour toute la structure.
- Pour les voiles on change la section des armatures à partir de quatrième étage pour des raisons économiques.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- ❖ Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- ❖ Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- ❖ Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en:

A. Fondations superficielles : utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

B. Fondations profondes: utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante; le bon sol Assez profond (pieux, puits).

VI.2. Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous a donné une contrainte admissible du sol égale à $\sigma_{sol} = 2$ bars.

VI.3. Choix du type de fondation :

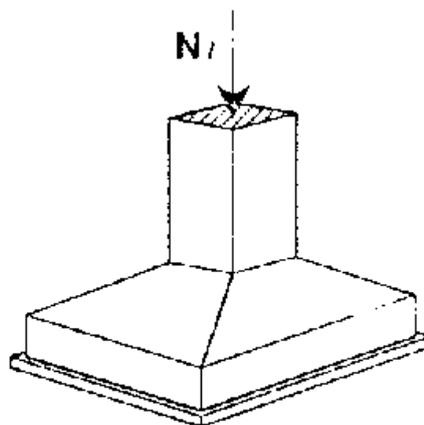
Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par:

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

VI.3.1. Vérification de semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même rapport que a et b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ Avec $a=45\text{cm}$; $b=40\text{cm}$; $\frac{a}{b}=1.1$



On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \text{ Soit:}$$

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ; ($\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$)

$$N_{\text{ser}} = 1052.09 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{1052.09 \times 10^3}{0.2} = 5.26 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} A \times B = 5.26 \\ \frac{A}{B} = 1.1 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} B = 2.18 \text{ m} \\ A = 2.41 \text{ m} \end{cases}$$

$$S_{\text{semelle}} = 5.26 \times 47 = 247.22 \text{ m}^2 > 0.5 \times S_{\text{base}} = 0.5 \times 491.04 = 245.52 \text{ m}^2.$$

Nous négligeons le calcul des semelles isolées et celui des semelles filantes car la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{\text{néc}} > 50\% S_{\text{bat}}$).

Nous optons définitivement au choix du radier général.

VI.3.2. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable: le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.
- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

VI.3.2.1. Pré dimensionnement de radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé Le radier est considéré infiniment rigide donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a) épaisseur du radier

- Condition forfaitaire (Condition de coffrage) :

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

h_t : Hauteur des nervures ; h_r : Hauteur de la dalle

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\text{max}} = 425 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm. } h_r \geq \frac{425}{20} = 21.25 \text{ cm}$$

- Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux portiques parallèles :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

D'après [8] on a:

$$\text{Avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 32164.195 \text{ MPa}$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle

Donc :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4250^4 \times 0.04}{3.14^4 \times 32164.195}} = 59 \text{ cm}$$

- Condition de cisaillement:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{q \times L}{2}; q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 32504.91 \text{ KN}$$

$$L = 4.25 \text{ m}; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L \times 1}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times 0.9 \bar{\tau}} = 6.25 \text{ cm}$$

$$h = 6.25 \text{ cm.}$$

Donc on adopte : $h_t = 105 \text{ cm}$ $h_r = 70 \text{ cm}$

b) Surface du radier :

$$N_s = 24041.21 \text{ KN} \quad (\text{Poids total transmis par la superstructure à l'ELS}).$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 120.20 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_b = 491.04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} \leq S_b \quad \text{Donc le radier est sans débords.}$$

Donc la surface totale du radier est la surface de bâtiment: $S_{\text{rad}} = 491.04 \text{ m}^2$

VI.3.2.2. Les Vérifications :

a) Vérification au poinçonnement :

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon **CBA 93** (article A.5.2.4.2) On doit vérifier la condition suivante :

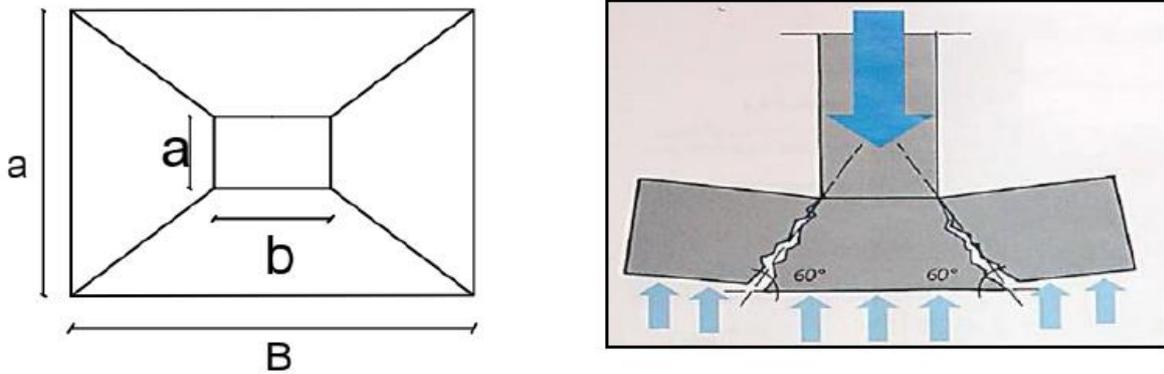


Figure.VI.1: Schéma du poinçonnement.

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : L'effort normal sur le poteau.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 0.4 + 1.05 \Rightarrow A = 1.45\text{m} \\ B = 0.45 + 1.05 \Rightarrow B = 1.5\text{m} \end{cases}$$

Ce qui donne : $U_c = 5.9 \text{ m}$

$$N_u = 435.14 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5900 \times 1050 \times \frac{25}{1.1} = 6335.79 \text{ KN} \dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \Rightarrow V_u = \frac{32504.91 \times 4.25}{2 \times 491.04} \times 1 = 140.66\text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.7 = 0.63 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{144570}{1000 \times 630} = 0.223\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \dots\dots \text{cv}$$

c) Vérification des contraintes dans le sol :

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

On a:

$$I_{xx} = 16042.27\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 25167.43\text{m}^4$$

$$X_g = 12.40\text{m}$$

$$Y_g = 9.90\text{m}$$

Dans le sens x-x:

$$N_u = 32504.91 \text{KN} \qquad M_y = 38165.967 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.085 \leq \sigma_{sol}$$

Dans le sens y-y:

$$N_u = 32504.91 \text{KN} \qquad M_x = 35540.062 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g = 0.088 \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 0.12 < \sigma_{sol}$$

d) Vérification de renversement: (RPA Art 10.1.5) [1]:

Selon le RPA 99 version 2003 il faut:

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

$$M_{sx} = 32504.91 \times 12.40 = 403060.88 \text{KN.m}$$

$$M_{sy} = 32504.91 \times 9.90 = 321798.60 \text{KN.m}$$

Tableau.VI.1: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant.

	M_{stabilisant}	M_{renversement}
Sens-x	403060.88	35540.062
Sens-y	321798.60	38165.967

- Suivant x-x:

$$\frac{403060.88}{35540.062} = 11.34 > 1.5 \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Suivant y-y :

$$\frac{321798.60}{38165.967} = 8.43 > 1.5 \dots \dots \dots \text{cv}$$

VI.3.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, On considère que la fissuration est préjudiciable. On fait Le calcul pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$l_x = 4.25 \qquad l_y = 3.90$$

a) Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{32504.91}{491.04} = 66.20 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{24041.21}{491.04} = 48.95 \text{KN/m}^2$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{l_x - 425}{l_y \cdot 390} = 1.08 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle du radier travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

b) Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 [3] :

• Dans le sens de la petite portée: $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

• Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

• $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

• v : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 1.08 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.037 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 44.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 44.24 \text{ KN.m}$$

▪ Moments en travées:

$$M_{tx} = 0, 75 M_x = 0, 75 \times 44.24 = 33.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0, 75 M_y = 0, 75 \times 44.24 = 33.18 \text{ KN.m}$$

▪ Moments sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0, 5 M_x = 0, 5 \times 44.24 = 22.12 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.7 \text{ m}^2$

c) Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=70 \text{ cm}$; $d=0,9h=63\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MP}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.2: Ferrailage de la dalle du radier.

	Sens	M_u (N.m)	μ	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_{cal} (cm^2)	Choix	A_{adp} (cm^2)
Travée	x-x	33180	0.005	0	0.006	62.84	7.60	6HA14	9.24
	y-y								
Appuis	x-x	22120	0.004	0	0.005	62.87	7.60	6HA14	9.24
	y-y								

d) Condition de non fragilité :

On a: $12\text{cm} < e$

$$h=e=70 \text{ cm} \quad b=100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_{\min x} \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 5.37 \text{ cm}^2 \\ A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 5.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1.08 \end{cases}$

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens x - x : } A_x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } A_y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens } y - y : A_y = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 211) [3]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07f_{c28} = 1.75\text{MPa} \\ T_x &= \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 88.48\text{KN} \\ T_y &= \frac{q_u L_x}{3} = 93.78\text{KN} \\ T_u^{\max} &= 93.78\text{KN} \\ \tau_u &= \frac{93.78 \times 10^3}{1000 \times 630} = 0.14\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.75\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

f) Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

g) Vérification à L'ELS :

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\begin{aligned} \frac{L_x}{L_y} = 1.08 &\Leftrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases} \\ \begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 38.90\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 38.90\text{KN.m} \end{cases} &\Leftrightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 29.17\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 29.17\text{KN.m} \\ M_a = 0.5M_x = 19.45\text{KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

h) Vérification des contraintes :

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s &= 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240\text{MPa} \end{aligned}$$

• Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

• Moment d'inertie:

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3: Vérification des contraintes à l'ELS.

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérifiée
Travée	(x-x) (y-y)	29.17	7.60	10.89	352610.47	64.66	1.00	
Appuis		19.45	7.60	10.89	352610.47	43.11	0.60	

VI.3.2.4. Ferrailage des nervures :

a) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifiée 99**)

Nous avons : $M_0 = \frac{pL^2}{8}$

✓ En travée $M_t = 0,85M_0$

✓ Sur appuis $M_{app} = 0,50M_0$

b) Calcul des armatures :

$b=40cm; h=105cm; L=4.25 m.$

Tableau.VI.4: Ferrailage des nervures du radier.

	M_u (KN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	127.04	4.56	10HA10	7.85
Appuis	74.73	4.56	10HA10	7.85

c) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau.VI.5: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	93.94	4.56	3.22	15	231.36	240	vérifiée
Appuis	55.25	4.56	1.89	15	136.07	240	vérifiée

d) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Nous devons vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{66.20 \times 4.25}{2} = 140.67KN$

$\tau_u = \frac{140.67 \times 10^3}{400 \times 945} = 0.37MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots cv$

e) Armatures transversales :

❖ BAEL 91 modifié 99:

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} & (K = 1: \text{pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 40cm \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.40MPa \end{cases}$$

❖ RPA99 version 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = 24\text{cm} \quad \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$f_e = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 0.38\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $b = 40\text{cm}$.

Nous trouvons :

$S_t = 20\text{cm}$Zone nodale.

$S_t = 30\text{cm}$Zone courante.

$$A_t \geq 2.8\text{cm}^2$$

Nous prenons : 6T10=4.71cm²

f) Armatures 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. 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. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courants nous avons 3cm²/m pour les armatures de peau

Nous optons 4T14 =6,16cm²/m pour les armatures de peau.

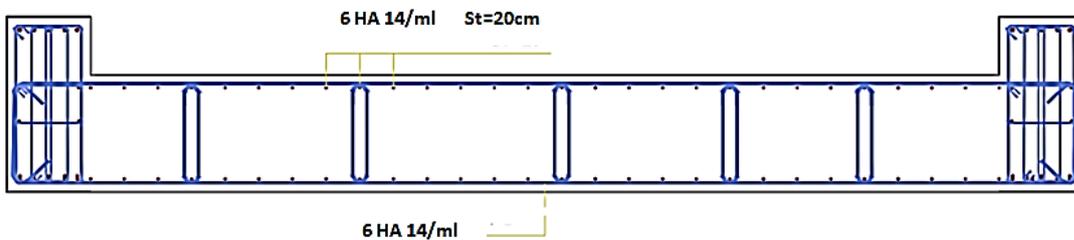


Figure.VI.2: Schéma de ferrailage de radier sens x-x.

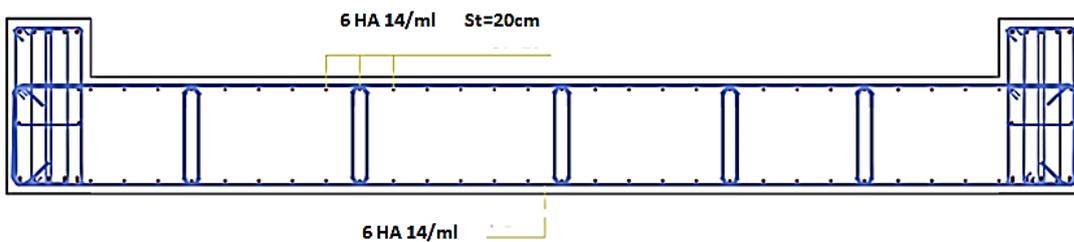


Figure.VI.3: Schéma de ferrailage de radier sens y-y.

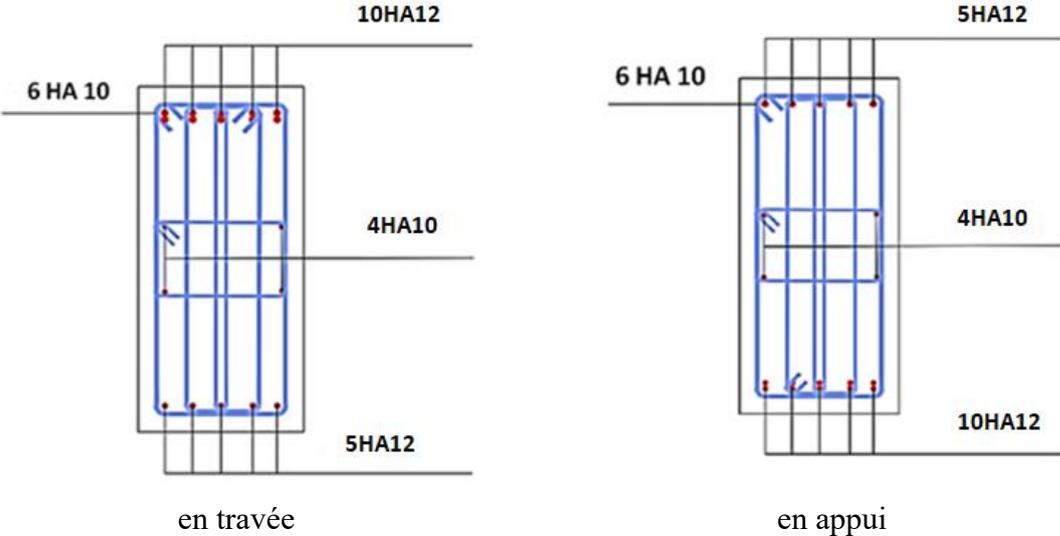


Figure.VI.4: Schéma de ferrailage des nervures.

VI.4. Conclusion :

L'étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour notre bâtiment, et vue de la faible capacité portante du sol, et les charges élevées du bâtiment, il est indispensable de passer par un radier général nervuré.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Dans ce projet, nous avons réalisé une étude détaillée du bâtiment en béton armé (R+8).

L'étude de cet ouvrage nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises lors de notre formation de master, d'approfondir nos connaissances sur la base de documents techniques et réglementaires, et d'appliquer des méthodes de calcul modernes.

Cette étude nous a conduit à tirer un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

-Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.

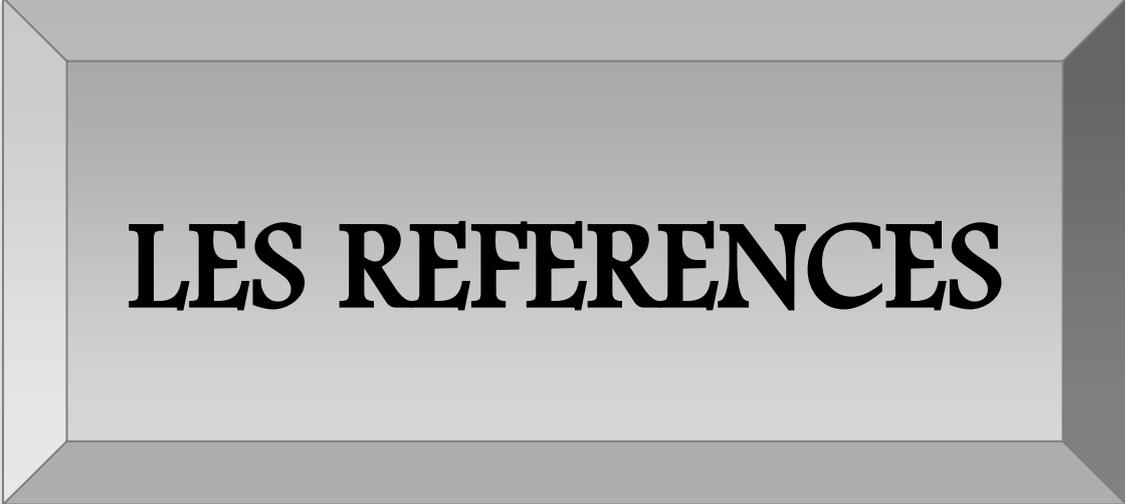
-L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

-La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.

-L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).

-La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le prédimensionnement.

-Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.



LES REFERENCES

LES REFERENCES

- 1- Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C 2 48, Règle parasismique Algérienne RPA99 version 200 ,2003
- 2- Ministère de l'habitat. Document technique réglementaire D.T. R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.1993
- 3- les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99,2000
- 4- Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C 2 .2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS. 1988
- 5- jean marie Husson. Etude des structures en béton (BAEL91 révisé99). Écoles d'ingénieurs génie civil. CASTELLIA. p39

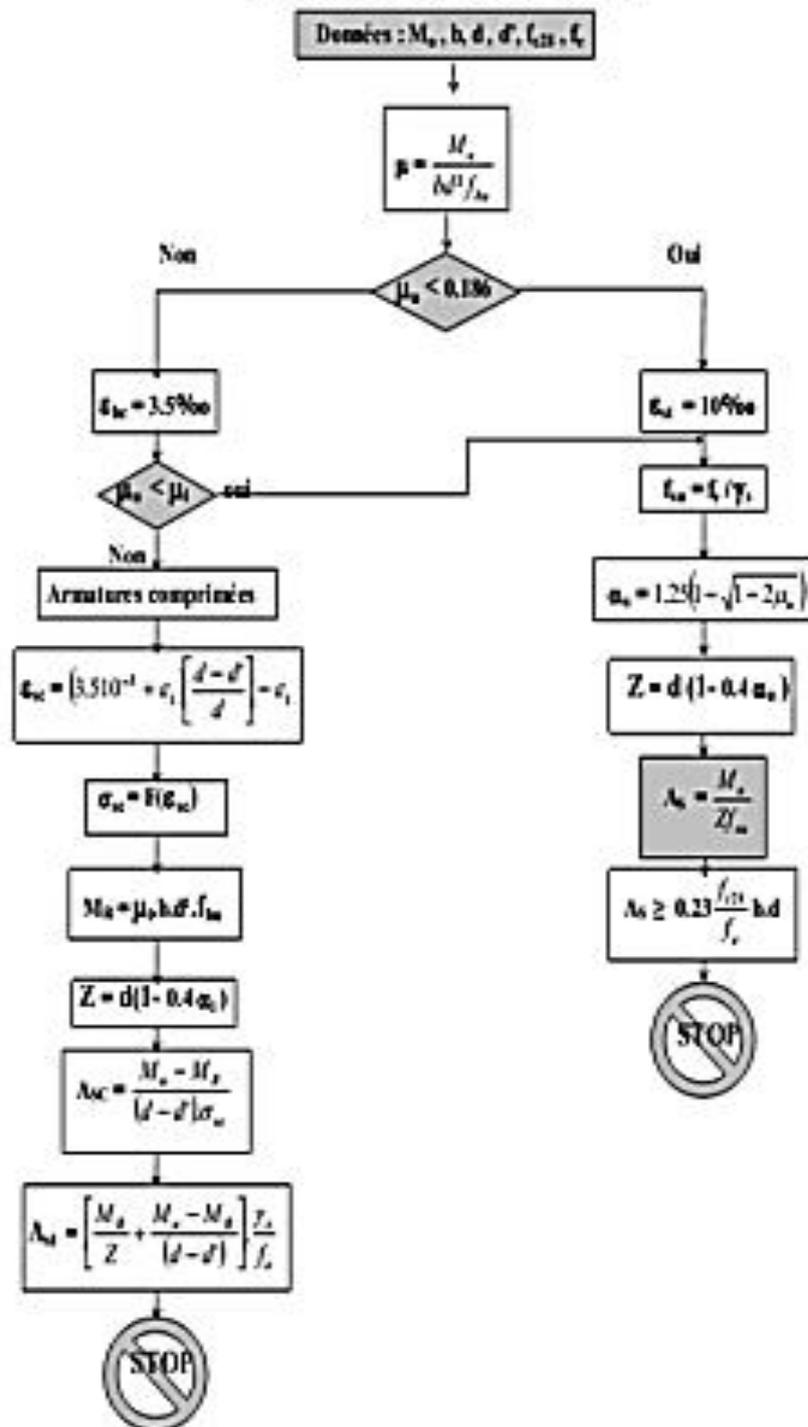


LES ANNEXES

Annexe 1

Flexion simple:

SECTION RECTANGULAIRE



Annexe 2

Tableau des sections des armatures

Section en cm² de N armature de diamètre Φ en mm :

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Les annexes

Annexe 3

Cas des dalles rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELB $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1088	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5788	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000