



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structure**

Présentée par : **BENCHEBIRA kheira**

BENNESSAR kheira

Thème

**Dimensionnement et étude dynamique d'un
bâtiment de forme irrégulière en R+05 à usage
multiple (habitation, commercial et administratif)**

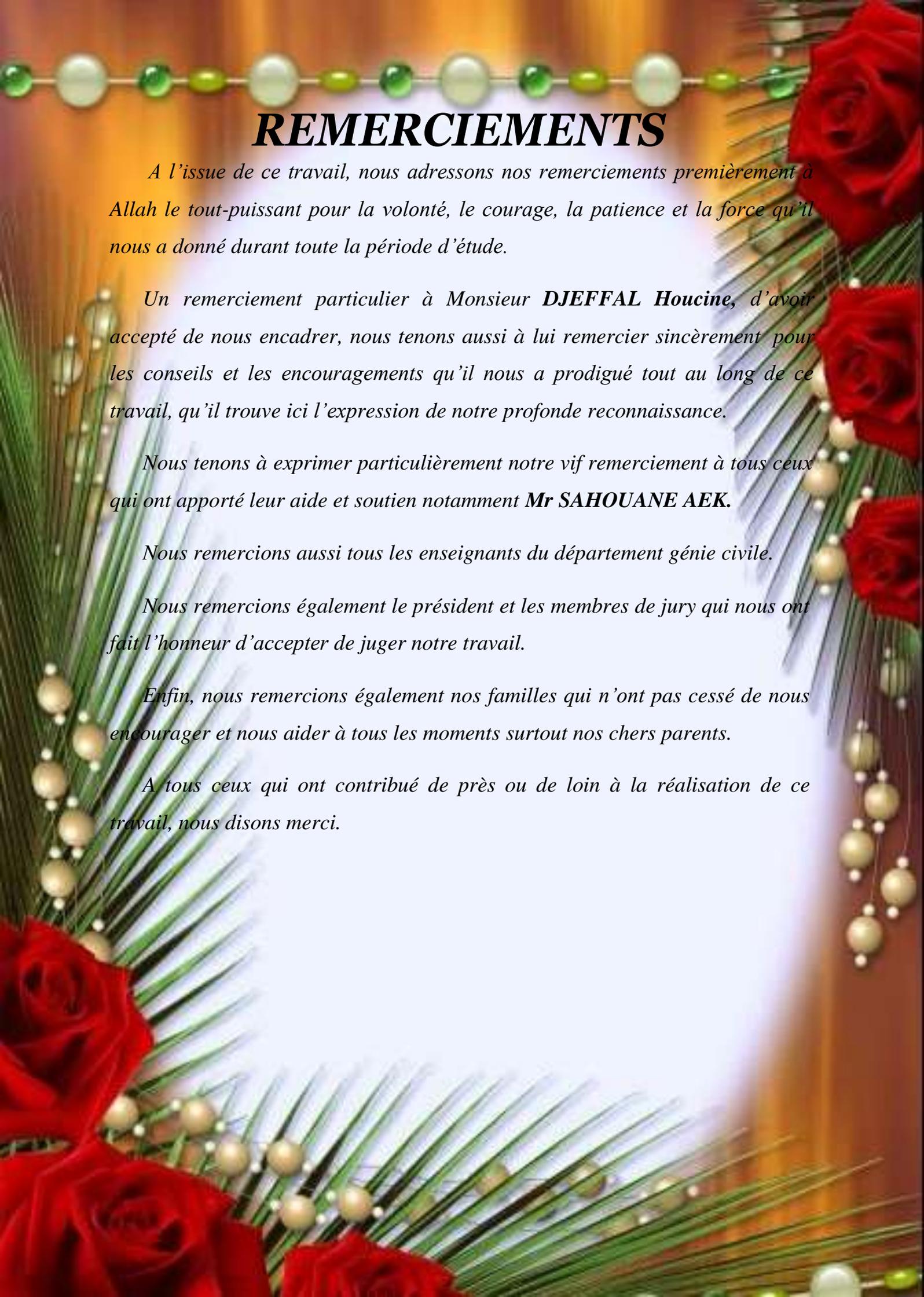
Soutenu le,

Devant le Jury :

ADIM Belkacem	Président	M.C.A.	Univ-Tissemsilt
DJEFFAL Houcine	Encadreur	M.C.B.	Univ-Tissemsilt
BOUBEKEUR Toufik	Examineur	M.C.A.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2021-2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENTS

A l'issue de ce travail, nous adressons nos remerciements premièrement à Allah le tout-puissant pour la volonté, le courage, la patience et la force qu'il nous a donné durant toute la période d'étude.

*Un remerciement particulier à Monsieur **DJEFFAL Houcine**, d'avoir accepté de nous encadrer, nous tenons aussi à lui remercier sincèrement pour les conseils et les encouragements qu'il nous a prodigué tout au long de ce travail, qu'il trouve ici l'expression de notre profonde reconnaissance.*

*Nous tenons à exprimer particulièrement notre vif remerciement à tous ceux qui ont apporté leur aide et soutien notamment **Mr SAHOUANE AEK**.*

Nous remercions aussi tous les enseignants du département génie civile.

Nous remercions également le président et les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre travail.

Enfin, nous remercions également nos familles qui n'ont pas cessé de nous encourager et nous aider à tous les moments surtout nos chers parents.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, nous disons merci.

Dédicace

A mes très chers parents,

Maman, Papa...

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être, je vous remercie pour toute la patience, le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance jusqu'à ce jour et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toute la vie.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous n'acquitterai jamais assez. Puisse

Dieu, le Très Haut Puissant, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

*A Mon cher mari «**Djamel** » et Mon petit chéri mon fils*

*ET toute ma petite famille «**Benchbira** », Qui n'ont pas cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité Dans la vie.*

*À ma meilleure amie **Tis Nour el Houda;***

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons

Passés ensemble.

*À ma chère copine **Brahimi Nadia et Bekda kheira ,Benessar kheira .***

Je te souhaite plein de bonheur et beaucoup d'autres succès dans ta vie.

A tous les membres de ma famille (grands et petits)

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment

KHEIRA



Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail :

*A mon mari et mes enfants pour leur appui moral et physique et le temps passé
loin d'eux pour finir ce travail.*

*A mes chers parents qui ont fait de moi la personne que je suis, je leur exprime
tout mon amour et respects.*

A mes frères et sœurs pour leur encouragement et soutien moral.

*A toutes personnes qui ont aidé de près ou de loin durant toute la période de mon
projet de fin d'étude.*

BENNESSAR Kheira

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment d'usage multiple (commercial et administratif et d'habitation) (R+5) de forme irrégulière, implanté dans la wilaya de Tissemsilt. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L91 modifié 99) et les règles parasismiques algériennes (RPA99V2003) sont utilisées dans ce projet.

Le travail a été fait en faisant, une description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges, le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et plancher) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel ETABS.

Mots clés :

Béton armé, Contreventement, Etude dynamique, Voile, Poteaux, Poutres, Période de vibration, ETABS

Abstract

This research gives a thorough analysis of an irregularly formed structure with numerous uses (commercial, administrative, and residential) (R + 5) in the wilaya of Tissemsilt. According to the RPA99 version 2003, this location is designated as a medium seismicity zone (Zone IIa). In this project, the Algerian earthquake regulations (RPA99V2003) and the technical standards for the design and calculation of reinforced concrete buildings and constructions in limited summers (B.A.E.L91 modified 99) are applied.

The work began with a general description of the project and a presentation of the characteristics of the materials, followed by pre-dimensioning of the structure, descent of loads, calculation of the principal and secondary elements (beams, stairs, acroteria, balcony, and floor), and finally a dynamic study of the structure using the ETABS software.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستخدامات (تجاري وإداري وسكني غير منتظم الشكل (R + 5) يقع في ولاية تيسمسيلت. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية متوسطة المنطقة (IIa) وفق لنسخة RPA99 القواعد الفنية لتصميم وحساب الهياكل والإنشاءات الخرسانية المسلحة في الصيف (2003). المعدل (99) B.A.E.L91 والقواعد الزلزالية الجزائرية . تستخدم في هذا المشروع (RPA99V2003) ونزول ، والأبعاد المسبقة للهيكل ، تم العمل من خلال عمل وصف عام للمشروع مع عرض لخصائص المواد وحساب العناصر الرئيسية والثانوية ، الأحمال (شرفة وأرضية ، الحاجز ، السلالم ، الحزم وأخيرا دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج ETABS

. الكلمات المفتاحية: ، فترة الاهتزاز ، الحزم ، الأعمدة ، الحجاب ، الدراسة الديناميكية ، التدعيم ، الخرسانة المسلحة

Sommaire :

Résume	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notions et symboles	
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I :

Présentation Du Projet Et Généralité

I.1. Introduction.....	3
I.2. Caractéristiques de la structure	3
I.2.1. Caractéristiques géométrique	3
I.2.2. Caractéristiques géotechnique.....	5
I.3. Système structurel	6
I.3.1. Plancher.....	6
I.3.2. Maçonnerie.....	6
I.3.3. Les balcons.....	7
I.3.4. Acrotère.....	7
I.3.5. Terrasse	7
I.3.6. Les poutres	7
I.3.7. Les poteaux	7
I.3.8. L'acrotère	7
I.3.9. Revêtement.....	7
I.4. Règlements utilisés.....	8
I.5. Caractéristiques des matériaux.....	8
I.5.1. Béton	8
I. 5.1.1. Résistance mécanique	9
I.5.1.2. Caractéristiques Limites Du Béton	10
I.5.2. Définition des états limites.....	12
I.5.2.1. État limite ultime (ELU)	12
I.5.2.2. Etat limite de service(ELS)	12
I.5.3. Les Aciers.....	12

I.5.3.1. caractéristique de l'acier	13
I.6. Conclusion.....	15

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction.....	17
II.2. Pré-dimensionnement	17
II.2.1.Plancher à corps creux	17
II.2.1.1 Condition de rigidité	18
II.2.2.Dalle pleine	19
II.2.2.2. Condition d'isolation acoustique	19
II 2.2.1 Condition de sécurité contre l'incendie... ..	19
II.2.2.3.Condition de résistance à la flexion.....	19
II.2.2.4.Calcul de la flèche admissible.....	20
II.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs	21
II.4.Descente de charge	23
II.4.1. Charges permanents.....	23
II.4.2. Plancher terrasse (inaccessible)	23
II.4.3. Plancher étage courant	24
II.4.4. Maçonnerie	25
II.4.5. Les balcons	26
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux	26
II.5.1. Poteau carrés	27
II.5.2. Poteau circulaire	28
II.5.3. Vérification au Flambement	28
II.5.4. Poteau le plus sollicité	29
II.5.4.1. Surface reprise par le poteau à RDC.....	29
II.5.4.2. Poids des planchers.....	29
II.5.4.3. Poids des poutres	29
II.6. Pré dimensionnement des voiles	32
II.7 Conclusion	33

CHAPITRE III :

ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

III.1. Introduction	35
III.2. Etude de l'acrotère.....	35
III.2.1. Introduction	35
III.2.2. Mode de travail.....	35
III.2.3. Calcul des les sollicitations	36
III.2.3.1. Poids propre.....	36
III.2.3.2. Surcharge.....	36
III.2.4. Enrobage.....	36
III.2.5. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée	37
III.2.6. Ferrailage de l'acrotère.....	37
III.2.6.1. Calcul du ferrailage ELUR.....	37
III.2.6.2. Vérification de l'existence des armatures comprimés A'.....	37
III.2.6.3. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire	38
III.2.7. Vérification à l'état limite de service ELS	38
III.2.8. Contrainte de cisaillement	39
III.2.9. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	39
III.3. Etude d'escalier	40
III.3.1. Introduction	40
III.3.2. Les caractéristiques d'un escalier.....	40
III.3.3. Dimensions des escaliers	41
III.3.3.1 Escalier type 01	41
III.3.3.2 VOLEE 02.....	51
III.3.3.3 VOLEE 03.....	60
III.3.3.4 Les résultats du ferrailage des escaliers sont regroupe dans le tableau suivant	68
III.4. Étude de la poutre brisée	69
III. 4.1. Introduction	69
III. 4.2. Dimensionnement.....	69

III.4.3. Evaluations des charges.....	70
III.4.4. Combinaison de charges.....	70
III.4.5. Calcul des moments.....	71
III.4.6. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	71
III.4.7. Vérification en l' ELS.....	73
III.4.8. Vérification de La flèche.....	74
III.5. Balcon.....	75
III.5.1. Introduction.....	75
III.5.2. Type 1 balcon encastré 2 cotées.....	76
III.6. Conclusion.....	82

CHAPITRE IV:

Calcul des planchers

IV.1 Introduction.....	84
IV.2. Fonctions nécessaires du plancher.....	84
IV.3 .Conception des planchers.....	84
IV.4. Méthode de calcul.....	85
IV .5 . Planchers étage courant.....	89
IV.5.1. Étude des poutrelles Planchers étages étage courant.....	89
IV.5.2. Ferrailage longitudinal.....	94
IV.5.2.1. Ferrailage en travée.....	94
IV.5.2.2. condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91... ..	94
IV.5.2.3. Ferrailage appuis.....	94
IV .5.2.4.Sur les appuis de rive.....	95
IV .6.Ferrailage transversal art. A.7.2.2BAEL91.....	96
IV.6.1.Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91.97	
IV .6.2.Vérification à l'état limite de service ELS.....	97
IV.7 . Planchers terrasse.....	99
IV.7.1 Étude des poutrelles Planchers Terrasse.....	99

IV.7 .2.Ferraillage longitudinal...	103
IV.7.3. Ferraillage transversal Art. A.7.2.2BAEL91	105
IV.7.4. Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 ..	106
IV.7.4.1. Vérification à l'état limite de service ELS	106
IV.7.4.2. Ferraillage de la dalle de compression	108
IV.8. Conclusion	108

CHAPITRE V: Étude Sismique

V.1. Introduction	110
V.1.1. Définition d'un séisme	110
V.1.2 Causes du séisme	110
V.1. 3.Effets du séisme sur les structures:	110
V.1. 4L'étude sismique	110
V.2. Objectif de l'étude dynamique	110
V.3. Méthodes de calcul	110
V.3.1. Analyse statique équivalente	111
V.3. 2. Analyse modale spectrale	111
V.3. 3. Choix de la méthode	111
V.4. Modélisation	111
V.4.1. Modélisation des structures	111
V.4.2. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4	112
V.4.3.Démarches de modélisation sur ETABS V9.7.4 à suivre	112
V.5. Évaluation des efforts sismiques	113

V.6. calcule de la force sismique totale	116
V.6.1. La masse de la structure «W»	116
V.7. Calcul de l'excentricité	117
V.8. Définition de la source de masse	118
V.9. Disposition des voiles	119
V.10. Vérification vis-à-vis articles RPA	122
V.10.1. Cas (From Self and Specific Mass and Loads)	122
V.10.1.1. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA 2003)	122
V.10.1.2. Calcul des coefficients de participation modale (Art 4.3.4 RPA 2003)	123
V.10.1.3. Calcul de la force sismique (Art 4.3.6 RPA 2003)	124
V.10.1.4. Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA 2003)	125
V.10.1.5. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA 2003)	126
V.10.1.6. Vérification au renversement	127
V.11. Conclusion	128

CHAPITRE VI :

Etude des éléments structuraux

VI.1. Introduction	130
VI.2 .Ferrailage des poteaux.....	130
VI.2.1. Combinaisons des charges	131
VI.2.1.1. Les combinaisons d'action.....	131
VI.2.2. Recommandations du RPA99/version 2003	132
VI.2.3. Sollicitations de calcul	133
VI.2.4. Calcule de ferrailage des poteaux carrés	134
VI.2. 5 . Ferrailage des poteaux circulaires	136
VI.2.6 .Vérification de la contrainte de cisaillement.....	139
VI.2.7. Vérification de la section minimale d'armatures transversales.....	139

VI .3 Ferrailage des poutres	141
VI.3.1 Introduction	141
VI.3.2 Recommandation des RPA 99/version 20.....	141
VI.3.3 poutre principale.....	142
VI.3.3.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales	142
VI.3.3.2. Ferrailage des armatures transversales.....	144
VI.3.3.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	144
VI.3.3.2.2. Disposition constructive	144
VI.3.3.2.3. Section minimale des armatures transversales	144
VI .3.3.3.Vérification a l'état limite de service	145
VI.3.4. Poutre Secondaire.....	147
VI.3.4.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales	147
VI.3.4.2. Ferrailage des armatures transversales	148
VI.3.4.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	148
VI.3.4.2.2. Disposition constructive	148
VI.3.4.2.3. Section minimale des armatures transversales	149
VI .3. 5. Vérification a l'état limite de service	149
VI.4. Ferrailage des voiles.....	152
VI.4.1. Introduction	152
VI.4.2. Le système de contreventement	152
VI.4.3. Calcul du système de contreventement	153
VI.4.3.1. Principe de calcul du voiles.....	153
VI.4.3.2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes	154
VI. 5.Types d'armatures	154
VI.5.1. Armatures verticales.....	154
VI.5.2. Aciers horizontaux	155
VI.5.3. Règles communes.....	155
VI.5.4. Armatures transversales	155

VI.5.5. Calcul ferrailage des voiles	156
VI.5.5.1. Exemple de calcul	156
VI.5.5.2. Calcul es contraintes.....	156
VI.5.5.3. Vérification des contraintes de compression.....	157
VI.5.5.4. Contraintes de cisaillement	158
VI.6. Conclusion.....	160

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII. Introduction.....	162
VII.2. Dimensionnement et ferrailage du voile périphérique.....	162
VII.2.1. Calcul de la section d'armature.....	162
VII.3. Calcul des fondations.....	163
VII.3.1. Introduction.....	163
VII.3 .2Choix du type de fondations	163
VII.3.2.1. Vérification des semelles isolées	163
VII.3.2.2. Vérification des Semelles filantes.....	164
VII.3.3. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau	165
VII. 3.3.1.Pré-dimensionnement	165
VII. 3.3.2.Calcul du ferrailage.....	167
VII.3.3.3. Dimensionnement des poutres de libage.....	169
VII.3.3.4. Vérification au poinçonnement.....	170
VII.3.3.5. Récapitulatif des différentes semelles filantes	171
VII.3.3.6. Schéma de ferrailage.....	172
VII.3.4. Etude des longrines	173
VII.3.4.1. Introduction.....	173
VII.3.4.2. Calcul du ferrailage longitudinal	173
VII.3.4.3. Calcul du ferrailage transversal	173

VII.3.4.4. Schéma de ferrailage.....	174
VII.4. Conclusion	174
CONCLUSION... ..	176
Références bibliographies	

Liste des figures

Figure I.1 - vue de Façade	26
Figure I.2 - vue en élévation de la structure	27
Figure I.3 -vue en plan de la structure.....	28
Figure I.4 - Plancher à corps creux.....	29
Figure I.5 -Brique creuse.....	30
Figure I-6 -diagrammes contraintes - déformations du béton (B.A.E.L91modifié 99).....	34
Figure I.7 - Diagramme de déformation – contrainte	36
Figure II.1 Dalle à corps creux.....	18
Figure II.2- Section de poutre principale.....	22
Figure II.3 -Section de poutre secondaire.....	23
FigureII.4 -Plancher terrasse.....	23
Figure II.5 -Plancher étage courant	24
Figure II.6 - Détail mur extérieur.....	25
Figure II.7 - Détail d'un mur intérieur.....	26
Figure II.8 - Le poteau le plus sollicité du plancher.....	29
Figure II.9 -Coupe de voile en élévation	32
Figure III. 1 -Schéma de l'acrotère.....	36
Figure III. 2- Ferrailage de l'acrotère	37
Figure III.3 - Ferrailage de l'Acrotère (Terrasse inaccessible).....	40
Figure III.4 -Schéma d'un escalier.....	41
Figure III.5 - Schéma statique de l'escalier.....	41
Figure III.6 - Coupe de pailasse	42
Figure III.7 - Coupe de palier.....	43
Figure III .8 - Schéma statique a ELU.....	44
Figure III.9 - Diagrammes des M et T a ELU.....	45
Figure III.10 - Schéma statique a ELS.....	48
Figure III.11 - Diagrammes des M et T a ELS.....	49
Figure III. 12 - Schéma de ferrailage de l'escalier (volee01).....	51
Figure III.13: Schéma statique de l'escalier.....	51
Figure III.14 - Schéma statique a ELU.....	53
Figure III.15- Schéma statique a ELS.....	57
Figure III.16 - Schéma de ferrailage de l'escalier (volee02).....	59
Figure III.17: Schéma statique de l'escalier.....	60
Figure III.18-Schéma statique a ELU.....	62

Figure III.18-Schéma statique a ELU.....	62
Figure III.19 - Diagrammes des M et T a ELU	63
Figure III.20 -Schéma statique a ELS.....	66
Figure III.21- Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 03).....	68
Figure III.22- Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 01 étage)	69
Figure III.23 - Schéma statique de poutre brisée.....	69
Figure III.24 - schéma de poutre brisée.....	70
Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	75
Figure III.26- Dimension de balcon.....	76
Figure III.27 -Coupe balcon étage	76
Figure III.28 - Ferrailage de balcon.....	82
Figure IV.1: Schéma d'une poutre continue.....	85
Figure IV. 2 : Moments d'une poutre à plus de 2 travées.....	86
Figure IV.3 : Moments d'une poutre à 2 travées.....	87
Figure IV.4 : Schéma d'une poutre continue.....	88
Figure IV.5 Schéma d'une poutre continue.....	88
Figure IV.6: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Etage courant.....	99
Figure IV.7 .Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.....	107
Figure IV.8 : Schéma de ferrailage.....	108
Figure VII.1 : ferrailage de voile périphérique.....	162
Figure VII.2 Schéma d'une semelle isolée.....	164
Figure VII.3 Schéma d'une Semelle filante.....	164
Figure VII.4 Chargement de la semelle filant a L'ELS.....	165
Figure VII.5 Ferrailage de la semelle filante.....	172
Figure VII.6 Ferrailage de la longrine.....	174
Figure V-1: Spectre de réponse	113
Figure V-2: Poids de chaque étage.....	117
Figure V-3: Disposition des voiles.....	120
Figure V-4: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.7.4.....	120
Figure V-5: Première mode principal de vibration suivant x.....	121
FigureV-6: Deuxième mode principal de vibration suivant y.....	121
Figure V-7: Troisième mode principal de vibration en torsion.....	122

Figure VII.1 : ferrailage de voile périphérique.....	162
Figure VII.2 Schéma d'une semelle isolée.....	164
Figure VII.3 Schéma d'une Semelle filante.....	164
Figure VII.4 Chargement de la semelle filant a L'ELS.....	165
Figure VII.5 Ferrailage de la semelle filante.....	172
Figure VII.6 Ferrailage de la longrine.....	174

Liste des Tableaux :

Tableau I.1. f_e en fonction du type d'acier	35
Tableau I.2. valeur de la limite d'élasticité garantie f_e	36
Tableau II.1 Evaluation des charges des plancher terrasse	24
Tableau. II.2 Charge et surcharge des étages courants.....	25
Tableau II.3 -Evaluation des charges permanentes du Mur extérieur	25
Tableau II.4 -Charge et surcharge des murs intérieurs.....	26
Tableau II.5 -Charge et surcharge du balcon	26
Tableau II.6. Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types... ..	27
Tableau II.7 - Vérification au flambement.....	28
Tableau II.8 Règle de dégression adopté.....	30
Tableau II.9 -Descente des charges du poteau central	30
Tableau III.1-Verification Des Contraintes.....	38
Tableau III.2 -Charge Du Paillasse	43
Tableau III.3- Charge Du Palier	43
Tableau III.4- Les Combinaisons De Charge Pour Une Bonde 1m.	44
Tableau III.5- Determination Des Efforts Internes Elu.....	45
Tableau III.6 - Determination Des Efforts Internes Els.	48
Tableau III.7 -Verification Des Contraintes Sur Travee	49
Tableau III.8 -Verification Des Contraintes Sur Appuis.....	50
Tableau III.9 - Charge Du Paillasse	52
Tableau III.10- Charge Du Palier.	53
Tableau III.11- Les Combinaisons De Charge Pour Une Bonde 1m.	53
Tableau III.12 -Determination Des Efforts Internes Elu.....	54
Tableau III.13 -Determination Des Efforts Internes Els.	57
Tableau III.14- Verification Des Contraintes Sur Travee	58
Tableau III.15- Verification Des Contraintes Sur Appui	59
Tableau III.16- Charge Du Paillasse	61
Tableau III.17- Charge Du Palier.	61
Tableau III.18- Les Combinaisons De Charge Pour Une Bonde 1m	62
Tableau III.19- Determination Des Efforts Internes Elu.....	63
Tableau III.20 - Determination Des Efforts Internes Els.	66
Tableau III.21- Verification Des Contraintes Sur Travee	67
Tableau III.22- Verification Des Contraintes Sur Travee Sur Appuis	67
Tableau III.23: Tableau Recapitulatif Des Resultats De Calcul De L'escalier Type 02(Etage) ...	68
Tableau III.24: Verification Des Contraintes.	73
Tableau III.25 : Epaisseur De La Dalle	76
Tableau III.26 - La Descente Des Charges D'un Balcon Etage.....	77
Tableau III.27- La Descente Des Charges D'un Garde-Corps Des Balcons	77
Tableau III.28 - Verification Des Contraintes En Travee	81
Tableau III.29 - Verification Des Contraintes En Appui	81

Tableau IV.1 : Charges supporté par les poutrelles.....	84
Tableau IV.2 : Rapport entre les travées successives de type 1	90
Tableau IV.3 : Rapport entre les travées successives de type 2	90
Tableau IV.4 : Rapport entre les travées successives de type 3	90
Tableau IV.5 : Rapport entre les travées successives de type 4	90
Tableau IV.6 : Rapport entre les travées successives de type 5	91
Tableau. IV.7 : résultats des moments et effort tranchants à ELU est ELS	93
Tableau IV.8 : Vérification des contraintes en travée	97
Tableau IV.9: Vérification des contraintes en appui	98
Tableau IV.10 : Rapport entre les travées successives de type 1	100
Tableau IV.11: Rapport entre les travées successives de type 2	100
Tableau IV.12: Rapport entre les travées successives de type 3	100
Tableau IV.13 : Rapport entre les travées successives de type 4	100
Tableau IV.14 - Rapport entre les travées successives de type 5	100
Tableau. IV.15: résultats des moments et effort tranchants à ELU est ELS	102
Tableau IV.16 -Vérification des contraintes- Sur travée.....	106
Tableau IV.17: Vérification des contraintes-Sur appui.....	107
Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux	131
Tableau VI.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales pour la variantes1.	133
Tableau VI.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	133
Tableau VI.4: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	136
Tableau VI.5: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux circulaires.....	138
Tableau.VI.6 : Ferrailages des poteaux carrés.	140
Tableau.VI.7: Ferrailages des poteaux circulaire.....	141
Tableau VI.8: les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	142
Tableau.VI.9 : ferrailage des poutres principales.....	144
Tableau VI.10: Vérification des contraintes.....	145
Tableau VI.11: les résultats des efforts. et moments pour chaque combinaison.....	147
Tableau.VI.12: ferrailage des poutres Secondaire.....	148
Tableau VI.13: Vérification des contraintes.....	149
Tableau VI.14: Tableau ferrailages des voiles	159
Tableau.VII.1 Les sections des différentes semelles filantes.....	171
Tableau.VII.2 Le ferrailage des différentes semelles filantes.....	171

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone

A_a : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{\min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A_1 : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A_2 : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

B_r : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

C_r : charge de rupture

C_{rn} : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

I_f : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

L_e : longueur en élévation

L_n : entre axe des nervures

L_p : longueur en plan

M : moment fléchissant

M_a : moment fléchissant en appui

M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

M_d : moment fléchissant de la droite

M_e : masse du câble ; moment au centre de la section

M_f : moment fléchissant totale

M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps

M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

M_t : moment fléchissant de travée

Introduction
Générale

Introduction générale

Introduction générale :

Le domaine du Génie civil est une branche qui s'appuie fortement sur la pertinence, des expériences et des observations, qui permettent de définir les principes de base d'une modélisation adéquate des différents types d'infrastructures urbaines et d'autres projets de construction. Dans le large éventail des activités des ingénieurs civils, une attention particulière est accordée de nos jours aux structures, dont cette dernière doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation, compte tenu des considérations théoriques incluent l'utilisation règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés.

Dans le présent travail, on présentera une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée et plus 5 étages à usages d'habitation, commercial et administratif Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de Tissemsilt sur un site classé en zone IIa selon les caractéristiques établie par l'RPA99 version 2003.

L'objectif de cette étude, qui représente le complément d'une formation de cinq années dans le domaine du génie civil, est tout d'abord d'examiner notre compétence et notre acquis pendant cette durée de formation ainsi d'apprendre comment élaborer complètement un projet de calcul d'une structure. Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Notre travail est structuré en trois parties qui comporte la présentation de l'ouvrage, le pré dimensionnement, la descente charge, le calcul des éléments non-structuraux, l'étude dynamique, le ferrailage des éléments structuraux et le calcul de l'infrastructure.

La première partie : est consacrée à la définition des données relatives à la structure. Cette partie est rédigée en plusieurs chapitres, comme suite :

Le premier chapitre présente la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment ainsi que la description des matériaux et leurs lois appliquées pour le calcul de la structure.

Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments principaux de la structure selon les règlements normatifs de calcul (**CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003**). Ce chapitre contient aussi la descente de charge que supporte la structure et qu'on utilise pour le calcul de ferrailage des différents éléments. Les charges permanentes et charges d'exploitation sont calculées à l'aide du document technique et réglementaire (**DTR B.C.2-2**)

Introduction générale

Le troisième chapitre a été consacré au dimensionnement et au calcul du ferrailage des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, balcons, et acrotères).

La deuxième partie : représente la partie la plus lourde de cette étude. Elle a été structurée en quatrième, cinquième et sixième chapitre. Elle traite l'étude des planchers et l'étude dynamique de la structure. La modélisation de la structure en 3D a été faite en utilisant le logiciel de calcul **ETABS** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, charges d'exploitation et charge sismique).

La troisième partie : portera deux phases. En premier lieu sur le calcul du ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres voiles, dalles pleines et fondations) en utilisant les différents résultats de la modélisation (forces, moments, efforts tranchants et contraintes). Les résultats donnés par ETABS vont être vérifiés par rapport aux exigences de l' RPA 99 version 2003. En deuxième lieu sur l'étude de l'infrastructure.

On terminera ce projet par une conclusion générale qui recolte les différents résultats de cette étude.

Chapitre I :
Présentation Du
Projet Et généralité

I.1 Introduction :

Notre travail de fin d'études va s'intéresser à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usages multiples (commercial et administratif et d'habitation), composé d'un rez-de-chaussée et cinq étages courants. Tous les calculs de ce projet sont entrepris conformément aux règles de B.A.E.L 91, aux règles parasismiques Algérienne RPA 99/ v2003.

Cette réalisation sera implantée dans la Wilaya Tissemsilt qui est classée en zone moyenne sismicité (IIa) selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifier 2003).

I.2 Caractéristiques de la structure :

I.2.1 Caractéristiques géométrique :

La bâtisse est de forme irrégulière. Elle constituait de 06 niveaux dont 05 étages et rez-de-chaussée de dimensions suivants :

- Hauteur des étages courants :3.06 m
- Hauteur du rez-de chaussée : 3.40m.
- Hauteur totale du bâtiment:18,70 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan :25,82m
- Largeur totale du bâtiment en plan :25,82 m.



Figure I.1 - vue de Façade



Figure I.2 : vue en élévation de la structure

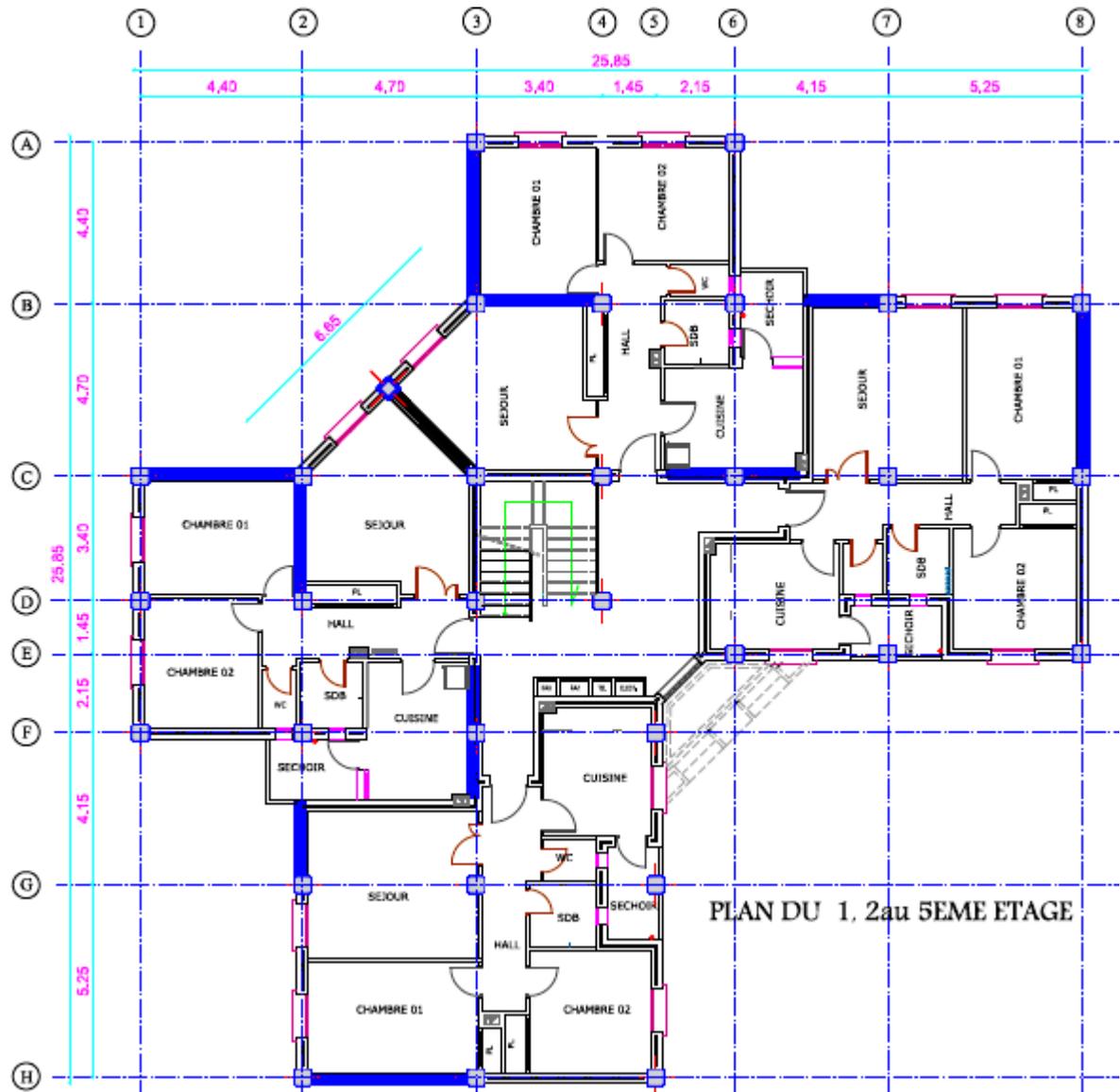


Figure I.3 -vue en plan de la structure

I.2.2 Caractéristiques géotechnique :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 02selon les règles parasismiqueRPA99 version2003
- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/ 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le site est considéré : S3 (meuble).
- Contrainte admissible du sol = 2 Bar
- L'ancrage minimal des fondations : D= 2 m à partir de terrain naturel (T.N).

I.3 Système structurel :

L'ossature est constituée par des portiques transversaux et longitudinaux. Le contreventement est assuré par les ossatures auto-stables (poteaux, poutres) et voiles.

I.3.1 Plancher :

Le plancher est une zone plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction. Il est capable de supporter des charges. Notre structure comporte deux types de planchers :

- ❖ Plancher en corps creux (20+4) cm ;
- ❖ Plancher en dalle pleine (ép=15cm).

a) **Planchers en creux corps** : Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées, en béton armé ou bétonné sur place, espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation ;
- ❖ Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- ❖ Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique
- ❖ Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

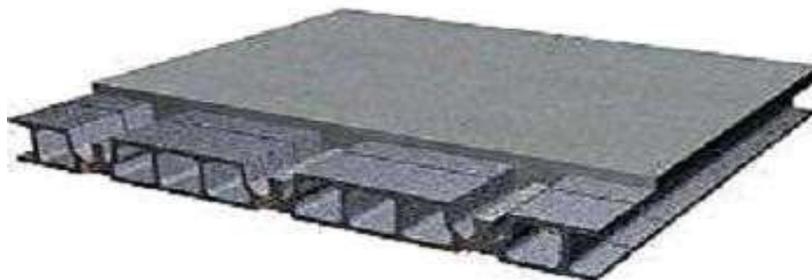


Figure I.4: Plancher à corps creux.

b) **Plancher en dalle pleine** : La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.

I.3.2 Maçonnerie :

Il ya deux type de maçonnerie :

1 : Murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

2: Murs intérieurs : ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm .

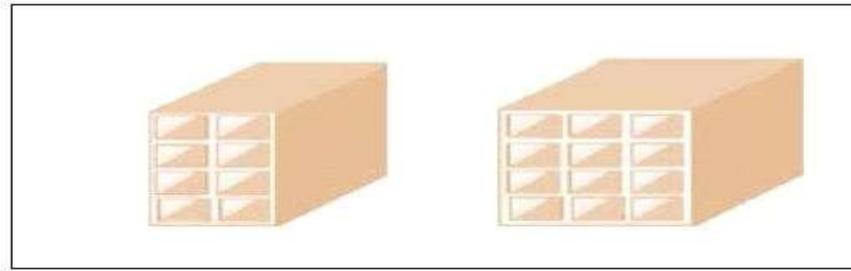


Figure I.5 -Brique creuse

I.3. 3 Les balcons :

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.3. 4 Acrotère :

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute.

I.3. 5 Terrasse :

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible ;
- Terrasse accessible.

I.3. 6 Les poutres :

Il ya deux types de pouters:

- 1 – Poutre principale
- 2 – Poutre secondaire

I.3.7 Les poteaux :

Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

I.3.8 Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

Notre structure comporte deux types d'escaliers.

- ❖ Escalier droit à trois volées utilisé pour l'accès RDC ;
- ❖ Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès de 1er étage à autre étage.

I.3.9 Revêtement :

- ❖ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs Intérieurs
- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- ❖ Enduit en ciment pour le sous plafond.

I.4 Règlements utilisés :

- ❖ RPA 99/version 2003(Règles Parasismiques Algériennes).
- ❖ BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- ❖ CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- ❖ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation)

I.5 Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique, le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en Algérie.

I.5.1 Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, des granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Adjuvants : C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Le béton armé utilisé dans la construction des ouvrages doit être conforme aux normes et règles techniques de conception et du calcul des structures (B.A.E.L.91, CBA 93 et R.P.A 99 V.2003).

La composition d'un mètre cube du béton est généralement la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier. Elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 étapes suivantes :

- 1 - La mise en place d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- 2 - La mise en place du ferrailage (armatures) dans le coffrage.
- 3 - Le coulage du béton dans le coffrage.
- 4 -Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie**

Le matériau béton est plus économique que l'acier qui a pour objectif la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de les cerner.

I.5.1.1 Résistance mécanique :

a) Résistance du béton à la compression: (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance du béton à la compression est mesurée généralement par la compression axiale d'un cylindre droit de section.

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

- Pour : $28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$: $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour : $j \geq 60 \text{ jours}$: $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
- Pour notre étude : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

B) Résistance du béton à la traction : (CBA .Art:A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} ; cette résistance est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec } F_{c28} = 25 \text{ MPa, donc } F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

C) Module de déformation longitudinale du béton :

Il ya deux types de modules de déformations longitudinales :

➤ **Module de de formation instantanée :**

$$E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_c j}$$

$$E_{ij}=32164.2\text{MPa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

« E_{vj} » à « j » jours du au fluage et donnée par la formule :

$$E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_c j}$$

$$E_{vj}=10819\text{MPa}$$

D) Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est égal à :

$\nu=0$ béton fissuré à L'E.L.U.R.

$\nu=0,2$ béton non fissuré à L'E.L.S.

I.5.1.2 Caractéristiques Limites Du Béton :

A) Contrainte Ultime Du Béton En Compression

A l'état limite ultime, la contrainte de compression est donnée par l'expression suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_c}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité ;

Où :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application des charges est supérieure à 24 h} \\ 0,9 & \text{si la durée d'application des charges inf erieure à 24 h} \end{cases}$$

$\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

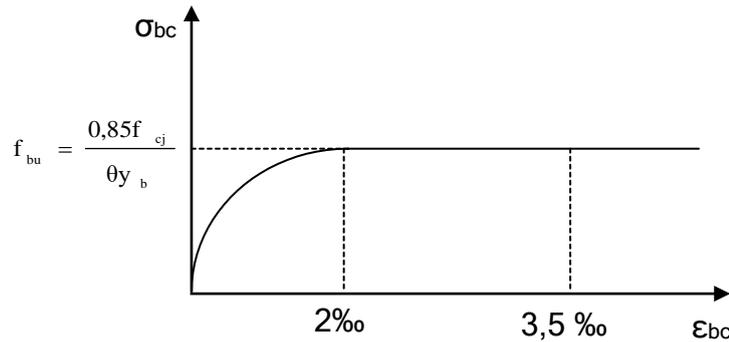


Figure I-6 -diagrammes contraintes - déformations du béton (**B.A.E.L91modifié 99**)

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à "j" jours ;

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³, cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. Dans notre cas, On prendra une masse volumique de 2500 Kg/m³.

Contrainte ultime de cisaillement :

Selon **Art A.5.1,211 BAEL91**, la contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec : V_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailé.

b_0 = largeur de la section.

On vérifier par suite que:

➤ Si la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) = 2,93\text{Mpa}$$

➤ Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = 2,2\text{Mpa}$$

B) Contrainte De Service Du Béton En Compression :

La Contrainte de service à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

I.5.2 Définition des états limites:

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

I.5.2.1 État limite ultime (ELU):

Elle correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

I.5.2.2 Etat limite de service(ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

I.5.3 Les Aciers :

Le rôle des aciers, c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

Tableau I.1 - f_e en fonction du type d'acier

<i>Type d'aciers</i>	<i>Désignation (nuance)</i>	<i>Limite d'élasticité (MPa)</i>
Rondlisses	FeE 235	235
Barres à haute adhérence	FeE 400/500	400/500

Caractéristiques mécaniques :

Tableau I.2 -valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$	215	Emploi courant
	$F_e E 24$	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	$F_e TE 40$	400	Emploi courant
	$F_e TE 50$	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e TE40$	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e TE$	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm TL	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	52 $\phi \leq 6$ mm	520	

I.5.3.1 caractéristique de l'acier

1)État limites ultime :

Diagramme contrainte déformation de calcul (Art A – 2.2.2 BAEL91) Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme suivant :

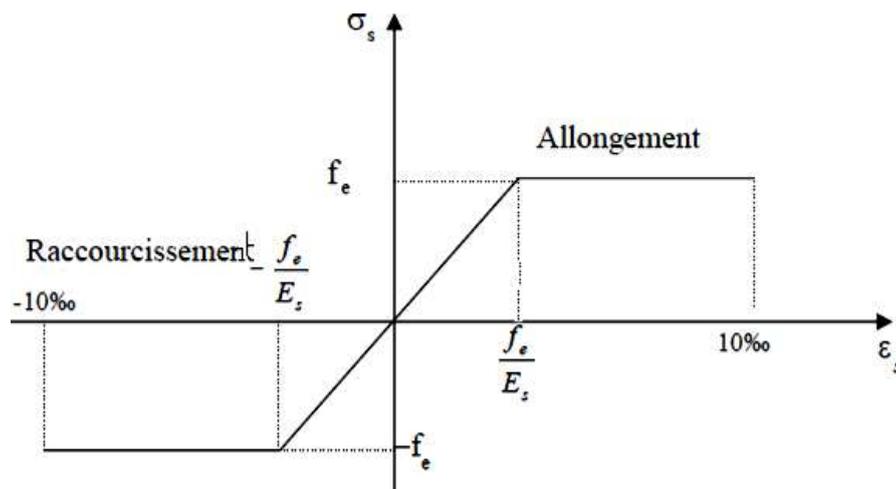


Figure I.7 - Diagramme de déformation – contrainte

La contrainte de l'acier: $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

En situation durable ($\gamma_b = 1,5$) $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$

En situation accidentelle ($\gamma_b = 1$) $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPa}$

a) Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \min(0,5 f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa})$
- η : coefficient de fissuration
- $\eta = 1$: pour des ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA)

b) Poids volumique :

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN}$

$/\text{m}^3$ Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

E.L.U.R équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi au règlement parasismique algérien R.P.A 99 version 2003.

On doit par ailleurs vérifier qu'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

c) Hypotheses de calcul:

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 - $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 - $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression

2)E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

1. Hypotheses de calcul :

- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Avec : $\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_b$; $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

- ✓ Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalence »

2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$1,35 G + 1,5 Q$.

- **État limite de service :**

La combinaison d'action dans l'État limite de service est la suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes : $G+Q+E$

Avec :

Q : charge d'exploitation

G: charge permanente

I.6 Conclusion:

Toute étude d'un ouvrage dépend de son contexte, de son rapport géotechnique, ainsi que des différents matériaux de construction choisis et utilisés.

Chapitre II :
Pré dimensionnement
et descente des charges

II.1 Introduction:

Ce chapitre a pour but de faire le pré dimensionnement des différents éléments résistance de la structure {élément porteur et non porteur}. Cette étape est faite en respectant les différentes lois empiriques et les différentes règles du BAEL91 et le RPA version 2003 avec C.B.A. 93. Il vise à trouver le meilleur arrangement entre le coût et la sécurité. Après avoir déterminé les différentes épaisseurs et surfaces de chaque élément porteur, on peut évaluer les charges (poids propre) et les charges d'exploitation (surcharges).

II.2 Pré-dimensionnement:

Le plancher est la partie de l'ensemble des éléments horizontales de la construction d'un bâtiment, constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges permanentes, les charges exploitation transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité.

Dans ce projet, on adopte un:

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle plain.

II.2.1 Plancher à corps creux:

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- ✓ Facilité et rapidité d'exécution.
- ✓ Plus légère que la dalle pleine.
- ✓ Economie.
- ✓ Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

❖ Corps creux:

c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de, il n'a aucune fonction de résistance.

❖ Poutrelles:

ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.

❖ **Dalle de compression:**

La dalle de compression est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée avec un treillis soudé.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.

❖ **Treillis soudé :**

L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

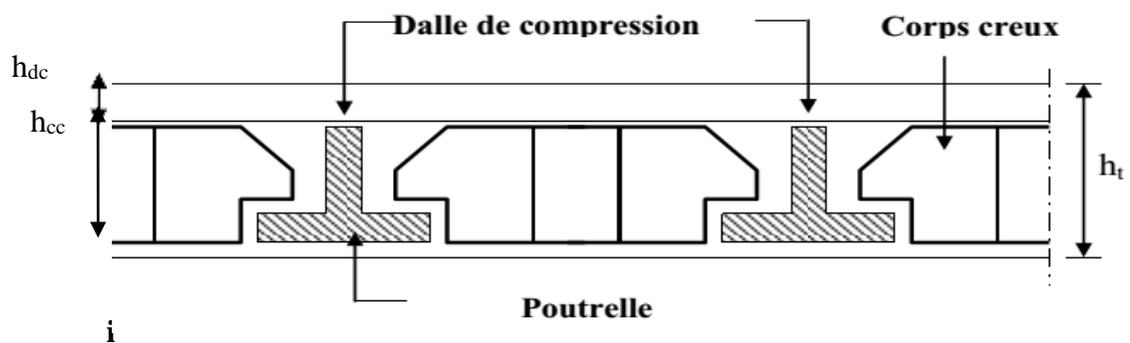


Figure II.1 Dalle à corps creux.

$$h_t = h_{dc} + h_{cc}$$

Avec

h_{dc} : la hauteur du dalle de comprissions ;

h_{cc} : la hauteur du corps creux

Pour détermine la hauteur totale (h_t) de la plancher à corps creux, on utilise la condition suivant:

II.2.1.1 Condition de rigidité:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$L_{max} = (L_{xmax}, L_{ymax}) = \text{Min} (L_x = 5.25, L_y = 5.25)$$

$$L_{max} = L - 0.4 = 5.25 - 0.4 \rightarrow L = 4.85 \text{ m}$$

$$L_{max} = L - 0.4 = 5.25 - 0.4$$

$$L = 4.85 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{4.85}{22.5} = 21.55 \text{ CM}$$

Avec

h_t : Epaisseur totale du plancher (corps creux + dalle de compression).

$L_{x \max}$, $L_{y \max}$: distance maximale entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles.

D'où on prend $h_t = 24$ cm

L'épaisseur de la dalle compression 4cm

L'épaisseur de corps creux 20cm

II.2.2 Dalle pleine:

Pour Pré-dimensionnement des planches à dalle pleine, on utilise les lois empiriques suivant:

II. 2.2.1 Condition de sécurité contre l'incendie:

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

II.2.2.2 Condition d'isolation acoustique:

Selon les régales techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à 15cm

II.2.2.3 Condition de résistance à la flexion:

La hauteur de la dalle e est donnée par :

- ❖ Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens)

$$a = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- ❖ Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) .

$$0,4 < a < 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x \\ 50 \end{array} < e < \frac{L_x}{40} \right. ; \text{ Avec : } L_x < L_y$$

Pour notre cas on a : $L_x = 525$ cm et $L_y = 525$ cm.

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

$$a = \frac{525}{525} \rightarrow a = 1$$

Pour $a \geq 0,4$: La dalle travaille dans les deux sens

$$e \geq \frac{l_x}{40}$$

$$e \geq \frac{525}{40} \rightarrow e \geq 13,1$$

On prend: $e = 14\text{cm}$.

II.2.2.4 Calcul de la flèche admissible:

Selon le **C.B.A 93** (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes:

$$f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500}; \quad \text{Si } L_{\max} \leq 5\text{m}$$

$$f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000}; \quad \text{Si } L_{\max} > 5\text{m}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1\text{ m}$.

$$\begin{cases} G = (5,25 \times 1 \times 25) = 131,25 \text{ KN/m.} \\ Q = 1,50 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 131,25 + 1,50 q_{\text{ser}} = 132,75$$

I : le moment d'inertie

$$I = \frac{b \times e^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}.$$

E: module de Young

$$E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I \times b} = \frac{5 \times 12 \times 132,75 \times 10^{-3} \times 525^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 132,75 \times 10^{-3} \times 525^4}{384 \times 100 \times 32164,19 \times 1,04}} = 7,80 \text{ cm}$$

Donc $e = 7.80\text{cm}$. On choisie = **14 cm**

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e = \max \{16 ; 8 ; 14 ; 20\} \text{ cm}$$

On adopte pour la dalle pleine d'une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

II.3 Pré dimensionnement des éléments porteurs:

❖ Pré dimensionnement des poutres:

En construction, les poutres sont éléments porteur supportent les charges et surcharges en béton et des armatures incorporés. Elles doivent avoir des surfaces rectangulaires ou carrées. On a deux types des poutres:

- Poutres principales (porteuses)
- Poutres secondaires (non porteuses)

Le redimensionnement des sections est effectué selon les conditions suivantes:

- ❖ B.A.E.L. 91 modifier 99.
- ❖ Condition de R.P.A. 99/V.2003.
- ❖ Le critère de rigidité, Selon le **B.A.E.L.91 modifier 99** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \end{array} \right.$$

Avec

h_t: hauteur totale de la poutre.

b: largeur de la poutre.

L: la plus grande portée entre nus.

d: hauteur utile.

Vérification d'après R.P.A.99 version 2003 :

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

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

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

$$b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1$$

❖ 1^{er} type: poutre principale(porteuses) :

Elles sont disposées perpendiculairement sur les poutrelles avec une longueur maximale des poutres porteuses est de $L = 5,25\text{m}$.

Vérification selon le B.A.E.L. 91 modifier 99 :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{525}{15} \leq h_t \leq \frac{525}{10} \rightarrow 35 \leq h_t \leq 52,5$$

On adopte $h_t = 40\text{cm}$

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

On adopte: $b = 30\text{cm}$

Vérification selon R.P.A. 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ Condition vérifiée} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,3 \leq 4 \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées par rapport aux réglementations de B.A.E.L. et R.P.A, donc on prend la section de poutre principale $(b \times h) = (30 \times 40)$

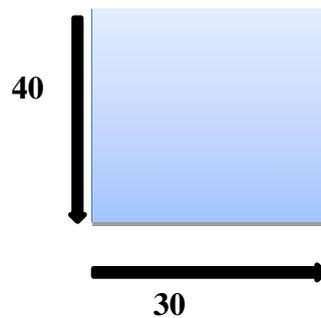


Figure II.2- Section de poutre principale

❖ 2^{er} type: poutre secondaire (non porteuses) :

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. La longueur maximale des poutres non porteuses est de $L = 5,25\text{m}$.

Vérification selon le B.A.E.L.91 modifier 99

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{525}{15} \leq h_t \leq \frac{525}{10} \rightarrow 35 \leq h_t \leq 52,5$$

On adopte $h_t = 40\text{cm}$

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

On adopte: $b = 30\text{cm}$

Vérification selon R.P.A.99:

$$\begin{aligned}
 & \mathbf{b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\
 & \mathbf{h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\
 \left\{ \begin{aligned}
 & \mathbf{\frac{h}{b} = 1,3 \leq 4} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}
 \end{aligned}
 \right.
 \end{aligned}$$

Les conditions sont vérifier par rapporte les réglemtes de B.A.E.L.et R.P.A, donc on prend la section de poutre secondaire $(b \times h) = (30 \times 40)$

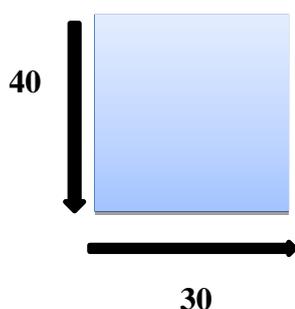


Figure II.3 -Section de poutre secondaire.

II.4 Descente de charge:

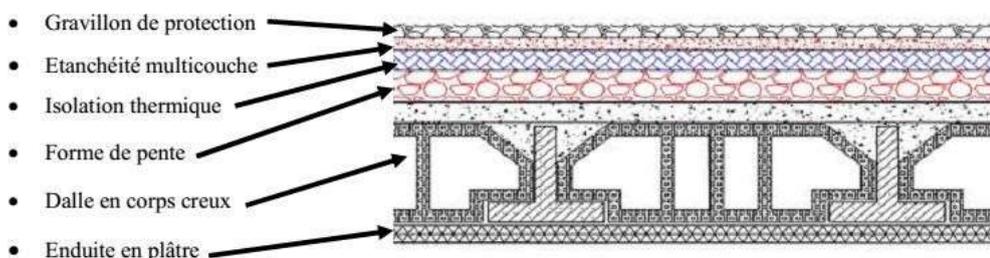
La descente des charges est la ressource suivie pour calculer les différentes actions du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

Afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement:

II.4.1 Charges permanents:

La charge permanente c'est charge létalité où le poids propre pendant toute la durée de la vie, elle est distinguée par la charge répartie uniformément de la totalité les éléments composant de l'ouvrage, la charge permanente sont fonction grandeur physique (la masse volumique et l'épaisseur) de chaque composante

II.4.2 Plancher terrasse (inaccessible):



FigureII.4 -Plancher terrasse

Tableau II.1 Evaluation des charges des plancher terrasse.

Numéro	Eléments	e (cm)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de Protection	5	17	$0,05*17=0,85$
2	Etanchéité Multicouche	2	6	$0,02 *6=0,12$
3	Isolation Thermique	4	3	$0,04*3=0,12$
4	Forme de pente	10	22	$0,1*22=2,2$
5	Plancher corps Creux (20+4)	20	/	3,30
6	Enduit en plâtre	2	10	$0,02 *10=0,2$
Total			G=6,79KN / m ²	
			Q=1 KN / m ²	

II.4.3 Plancher étage courant:

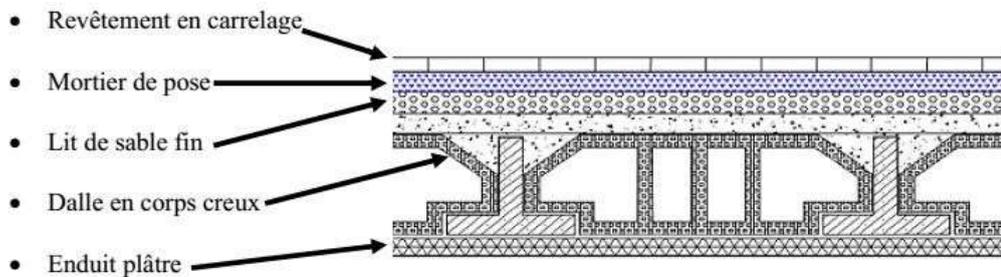


Figure II.5 -Plancher étage courant

Tableau. II.2 Charge et surcharge des étages courants.

Numéro	Eléments	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,02*2=0,4
2	Chape de mortier	2	20	0,02*2=0,4
3	Lit de sable	3	18	0,03*18=0,54
4	Plancher corps creux (20+ 4) cm	24	/	3,30
5	Enduit en plâtre	2	10	0,02*10=0,2
6	Cloison de Séparation	/	/	1
TOTAL		Q habitation= 1,5 KN / m2		G Total = 5,84KN / m2
		QRDC = 2,5 KN / m2		

II.4.4 Maçonnerie:

A) Mur extérieur:

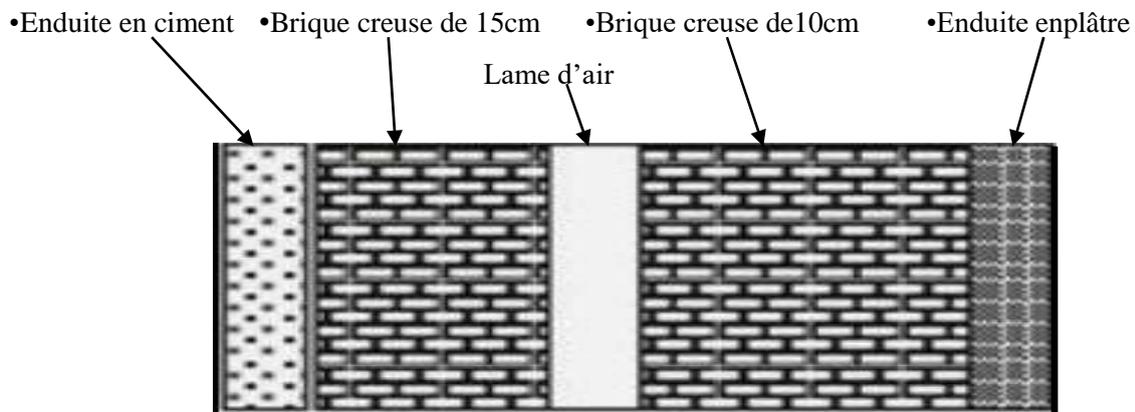


Figure II.6 - Détail mur extérieur.

Tableau II.3 -Evaluation des charges permanentes du Mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Enduit en plâtre	2	10	0,02*10=0,2
2-Briques creuses	10	9	0,01*9=0,9
3- Lame d'air	5	/	0,00
4-Brique creuse	15	14	2,10
5-Enduit en ciment	2	18	0,02*18=0,36
TOTAL	G= 3,56KN / m2		

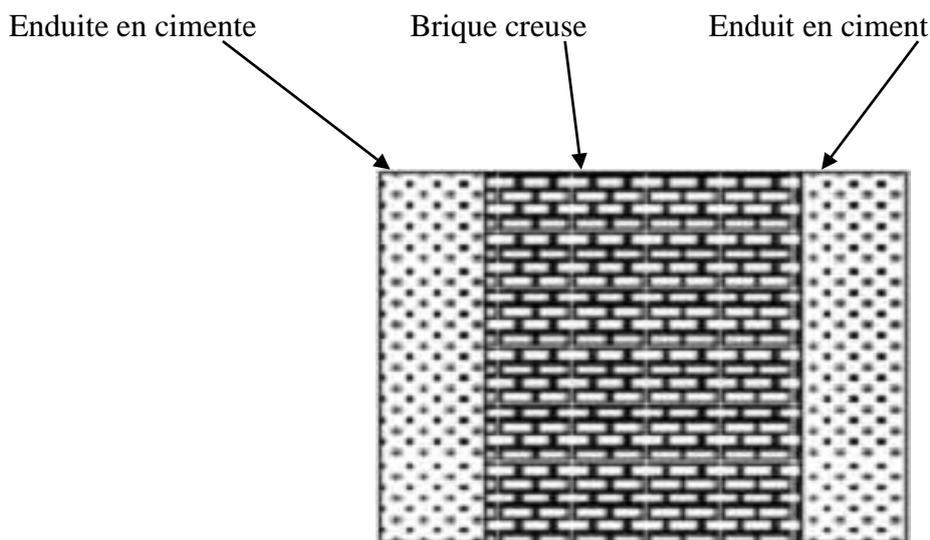
B) Mur intérieur:

Figure II.7 - Détail d'un mur intérieur

Tableau II.4 -Charge et surcharge des murs intérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (kN/m ²)
1-Enduit en plâtre	2	12	0,24
2-Briques creuses	10	9	0,90
3-Enduit intérieur	2	12	0,24
TOTAL		G=1,38KN / m2	

II.4.5 Les balcons:

Tableau II.5 -Charge et surcharge du balcon

Eléments	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique(kN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	15	25	3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL		G=5,11 KN / m2 Q=3,5 KN / m2	

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux:

Les poteaux ou désignation (les éléments structuraux) en béton armé dont la forme généralement carrée, rectangulaire ou circulaire, les poteaux sont pré-dimensionnés des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on

va déterminer à partir de la descente de charge ; Ce qu'il correspondant un poteau reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

On détermine l'effort N_u qui doit vérifier la condition suivante:

l'excentricité additionnelle.

$$\diamond \text{ L'élancement du poteau considéré. } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$\diamond l_f : \text{Longueur de flambement. } l_f = 0,7l_0$$

$$\diamond i : \text{Rayon de giration de la section du béton seul. } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement. $I = \frac{bh^3}{12}$.

$$\diamond B : \text{aire totale de la section du béton. } B = a \times b \cdot$$

$$\diamond \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité pour le béton. } \gamma_b = 25 \cdot$$

$$\diamond f_e : \text{Limite élastique de l'acier (} f_e = 400 \text{ MPA) } \cdot$$

$$\diamond f_{c28} : \text{Contrainte caractéristique du béton à 28 jours } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

On doit être dimensionnée les poteaux de telle manière qu'il n'y ait pas risque de flambement, c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

$$\text{Min (b1, h1)} \geq h_e/20$$

$$\text{Min (b1, h1)} \geq 25\text{cm}$$

$$1/4 < b1 / h1 < 4$$

$$h_e = 3.4\text{m.}$$

II.5.1 Poteau carrés :

\diamond RDC :

$$h = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(Condition Vérifiée)}$$

$$b = 40 \text{ cm} > h_e / 20 = 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(Condition Vérifiée)}$$

$$0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{(Condition Vérifiée)}$$

la section des poteaux (b x h) = (40 x 40) cm

\diamond Étages courantes :

$$h = 35\text{cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(Condition Vérifiée)}$$

$$b = 35 \text{ cm} > h_e / 20 = 15.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(Condition Vérifiée)}$$

$$0,25 < 1 < 4 \dots \dots \dots \text{(Condition Vérifiée)}$$

la section des poteaux (b x h) = (35 x 35) cm

II.5.2 Poteau circulaire :

Pour les poteaux circulaires, le diamètre (D) devra satisfaire les conditions ci-dessous R.P.A 99/2003 :

❖ **RDC**

$D=40 \geq 30\text{cm}$ zone IIa Condition vérifiée

$D= 40 \text{ cm} \geq h_e /15 =22.6 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Donc nous avons une section circulaire 40 cm

❖ **Étages courantes :**

$D=35 \geq 30\text{cm}$ zone IIa Condition vérifiée

$D= 35 \text{ cm} \geq h_e /15 =20.4 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Donc nous avons une section circulaire 35 cm

Tableau II.6 -Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types.

Niveau	Poteau carrés	Poteau circulaire
RDC	40×40	D40
Etage courant	35×35	D35

II.5.3 Vérification au Flambement:• **RDC**

$$L_f = 0,7 \times h_0$$

$$L_f = 0,7 \times 3,4 \rightarrow L_f = 2.38$$

• **Etage courant**

$$L_f = 0,7 \times h_0$$

$$L_f = 0,7 \times 3,06 \rightarrow L_f = 2.14$$

$\lambda = l_f / i$ (l'élancement)

$i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

Tableau II.7 - Vérification au flambement.

Niveau	La section	L_0 (m)	L_f (m)	I	$\tilde{\lambda}$	$\lambda \leq 50$
RDC	40X40	3,4	2,38	0,12	19,8	Vérifié
Etage Courant	35X35	3,06	2.14	0.11	19.45	Vérifié

II.5.4 Poteau le plus sollicité :**II.5.4.1 Surface reprise par le poteau à RDC :**

Soit S La surface supportée par le poteau (C,4) :

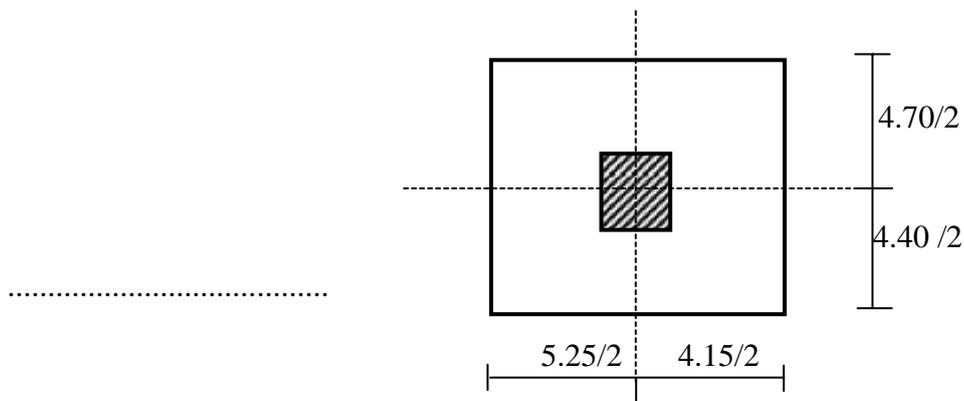


Figure II.8 - Le poteau le plus sollicité du plancher

$$S = \left(\frac{5,25}{2} + \frac{4,15}{2} \right) \times \left(\frac{4,40}{2} + \frac{4,70}{2} \right)$$

$$S = 21,38 \text{ m}^2$$

II.5.4.2 Poids des planchers

❖ Plancher terrasse inaccessible :

$$\checkmark G_{ter} \times S = 6,79 \times 21,38 = 145,1 \text{ KN}$$

❖ Plancher étage courant (habitation) :

$$\checkmark G_{RDC} \times S = 5,84 \times 21,38 = 124,8 \text{ N}$$

II.5.4.3 Poids des poutres :

❖ Pour les poutres secondaires :

$$G_{PS} = \gamma_b \times (b \times h) \times l_{ps}$$

$$G_{ps} = 25 \times (0,3 \times 0,4) \times \left(\frac{4,15}{2} + \frac{5,25}{2} \right) \quad G_{ps} = 13,6 \text{ KN}$$

❖ Pour les poutres principales:

$$G_{PP} = \gamma_b \times (b \times h) \times l_{pp}$$

$$G_{PP} = 25 \times (0,3 \times 0,40) \times \left(\frac{4,15}{2} + \frac{5,25}{2} \right) \quad G_{PP} = 14,1 \text{ KN}$$

Tableau II.8 Règle de dégression adopté.

Niveau	Dégression	Q (kN/m ²)
La terrasse	Q ₀	1.00
Etage 5	Q ₀ +Q ₁	2.50
Etage4	Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3.85
Etage3	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05
Etage2	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.095
Etage1	Q ₀ +0,80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7.00
RDC	Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7.75

Tableau II.9 -Descente des charges du poteau central

Niveau	Section	Elément	G _i (kN)	∑G _i (kN)	∑Q _i (kN)
RDC	N0	-Plancher terrasse: $G_T \times S_g = 6.79 \times 21.38$	145.1	172.8	21.38 × 1 = 21.38
		-Poutre secondaire: $G_{ps} = l_p S \times b \times h \times \gamma_b$ $= 4.55 \times 0.3 \times 0.4 \times 25$	13.6		
-Poutre principale : = $l_{pp} \times b \times h \times \gamma_b = 4.7 \times 0.3 \times 0.40 \times 25$	14.1				
N1	- Venant : N 0 Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 3,4 \times 0.4 \times 0.4 \times 25$	172.8 13.6	186.4		
I	N2	- Venant : N1.	186.4	338.9	Q ₀ + Q ₁ = 21.38 + 21.38 × 2.5 = 74,8
		- Plancher étage 5.84 × 21.38	124.8		
- Poutre secondaire	13.6				
-Poutre principale	14.1				
	N3	- Venant : N 2 Poids propre du poteau	338.9 9.37	348.3	

		$G_{ppp} = 3,06 \times 0,35 \times 0,35$ $\times 25$			
2	N4	- Venant : N 3 -Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	348 ,3 124.8 13.6 14.1	500 .8	74,8+ 21.38× 3.85 = 157,1
	N5	- Venant : N 4 Poids propre du poteau	500.8 9.37	510.17	
3	N6	- Venant : N 5 -Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	510.17 124.8 13.6 14.1	662.6	157,1+ 21.38×
	N7	- Venant : N 6 Poids propre du poteau	662.6 9.37	672.04	5.05 =265.06
4	N8	- Venant : N 7 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	672.04 124.8 13.6 14.1	824.5	265.06 + 21.38× 6.10 =395.4
	N9	- Venant : N 8 Poids propre du poteau	824.5 9.37	833.8	
5	N10	- Venant : N 9 Plancher étage - Poutre secondaire	833.8 124.8 13.6 14.1	986.3	395.4+ 21.38×7 =545.06

		-Poutre principale			
		- Venant : N 9	986.3	995.6	
		Poids propre du poteau	9.37		

II.6 Pré dimensionnement des voiles :

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

Les voiles sont des murs en béton armé en ce référant à l'article 7.7.1 de RPA :

$$L \geq 4e$$

L : longueur du voile.

e : épaisseurs minimale du voile (min =15cm).

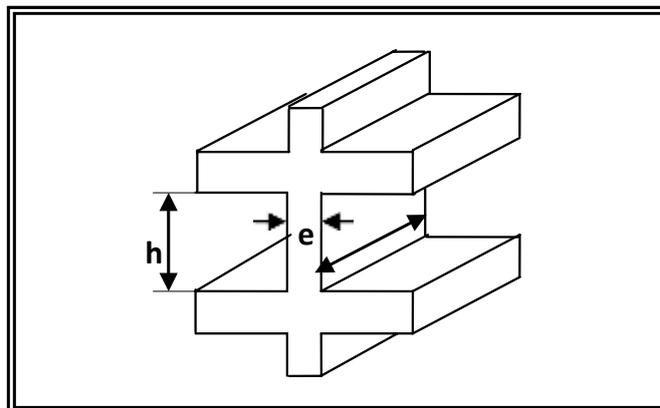


Figure II.9 -Coupe de voile en élévation

la hauteur de RDC $h_e = 3.40m$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{340}{25} = 13.6 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{340}{22} = 15.45 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A partir de la hauteur **$H_e=3.06m$** et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.90 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques: **e = 20 cm**

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des différents éléments résistance de la structure afin d'avoir un meilleur arrangement entre la résistance, la stabilité et l'économie de la structure.

Chapitre III :
Etude des éléments
non structuraux

III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux (éléments secondaires) qui ne participent pas au contreventement de la structure. L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Escaliers
- Poutre brisée
- Balcons

III.2. Etude de l'acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Elle est considérée comme une console encastrée à sa base qui forme une paroi contre toute chute, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

Le rôle d'acrotère est évité l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

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

III.2.2. Mode de travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée a la base elle sera soumis a main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers et vérifiée a la condition du **RPA99 V2003**

Il est soumis à la flexion composée due a:

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure,
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur $b=100\text{cm}$

Hauteur $H=60\text{ cm}$.

Epaisseur $e = 10\text{cm}$.

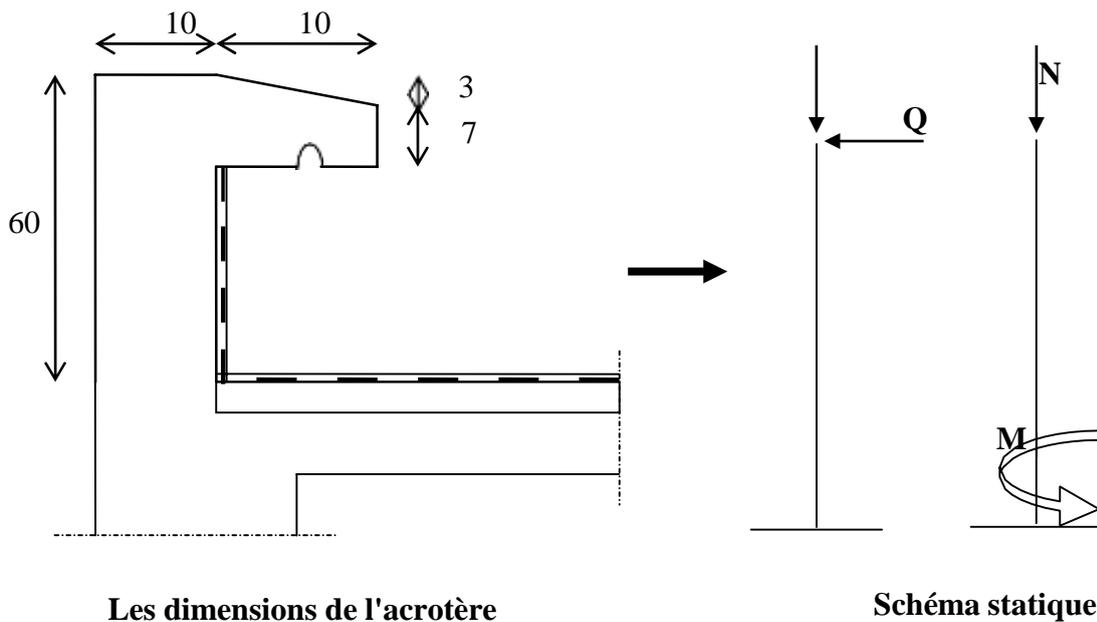


Figure III. 1 -Schéma de l'acrotère.

III.2.3. Calcul des les sollicitations :**III.2.3.1.Poids propre :**

$$S = \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

III.2.3.2.Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1 \text{ KN /m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN /ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ KN /ml}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

III.2.4. Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable.

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

L'excentricité:

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,329} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.2.5. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,31 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$((d - c')N_u - M_u) \leq (0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h$$

$$((d - c')N_u - M_u) = (0,09 - 0,02)2,31 - 0,97 = -0,81 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 0,81 \text{ KN.m} < 24,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

III.2.6. Ferrailage de l'acrotère:

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

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

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

$$d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

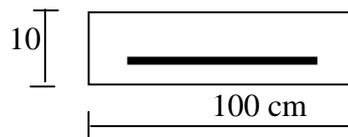


Figure III. 2- Ferrailage de l'acrotère

III.2.6.1. Calcul du ferrailage ELUR :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,084$$

III.2.6.2. Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :

$$\mu_f = 0,8 \alpha (1 - 0,4 \alpha)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_c}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

On calcule:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_e = A_s - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

III.2.6.3. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

• ..Les armatures principales:

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_c} \times \frac{(e - 0,45 d)}{(e - 0,185 d)} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} ; d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

On prend : $A_a = \max (A_{su} ; A_{St} ; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

• ..Les armatures de répartition: $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : $A_r = 4T8 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.2.7. Vérification à l'état limite de service ELS :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,1}{2} \right) = 0,65 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1-Vérification des contraintes.

Moment service	M_{ser}	0,65 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$ $50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$	1,59 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2$ $= \frac{100 \times (1,59)^3}{3} + 15 \times 1,130 \times (9 - 1,59)^2$ $I = 1064,69 \text{ cm}^4$	1064,69 cm ⁴

Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,61MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_B = K \cdot y$	0,97 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	67,86 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$ (A-4,5,2 BAEL91)	0,97 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	67,86 < 400

III.2.8. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5K \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable {Art A.5.1.211 BAEL91 }

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.9. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le RPA 99 (version 2003 Article 6.3) les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p.A.W_p$$

Les coefficients A, C_p et W_p sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1) :

$$A : \text{Coefficient d'accélération de zone} \quad A = 0,10$$

$$C_p : \text{Facteur de force horizontale} \quad C_p = 0,8$$

$$W_p : \text{Poids propre de l'acrotère} \quad W_p = 171 \text{ KN}$$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$\text{Il faut vérifier que: } F_p < 1,5.Q.A \Rightarrow F_p = 4 \times 0,10 \times 1,71 \times 0,8 = 0,547 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,547 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

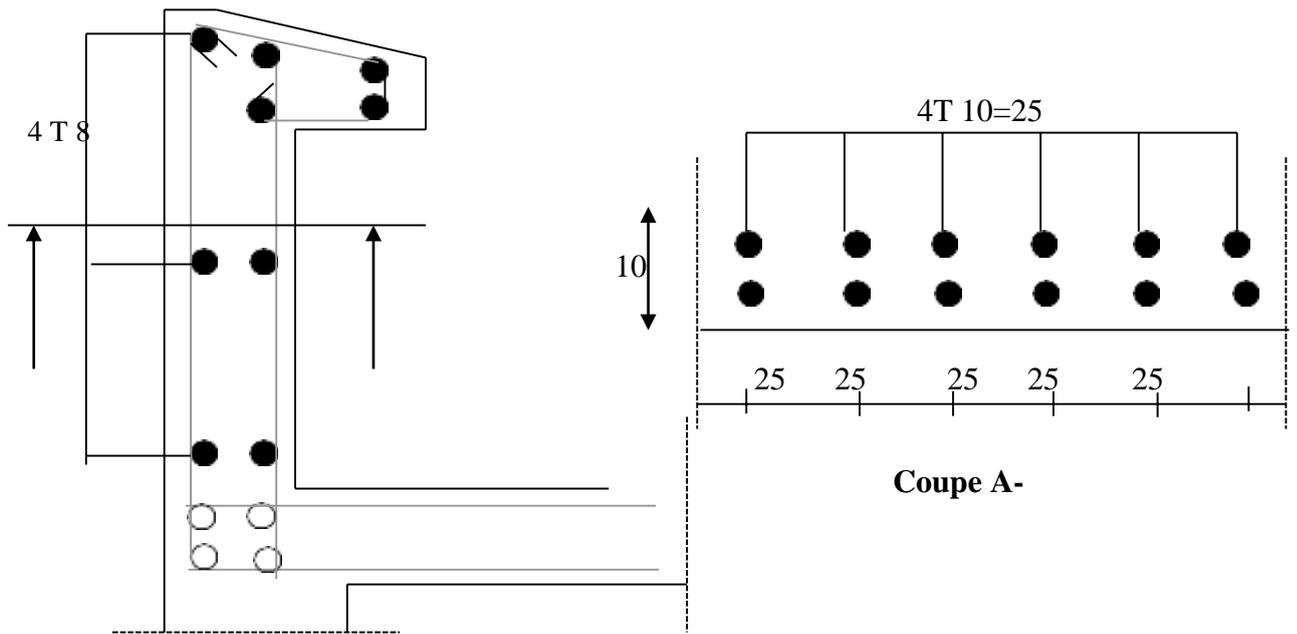


Figure III.3 - Ferrailage de l'Acrotère (Terrasse inaccessible).

III.3. Etude d'escalier:

III.3.1. Introduction :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

III.3.2. Les caractéristiques d'un escalier :

- **Emmarchement** : la largeur de la volée.
- **Giron** : largeur d'une marche.
- **Paillasse** : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- **Palier** : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée,

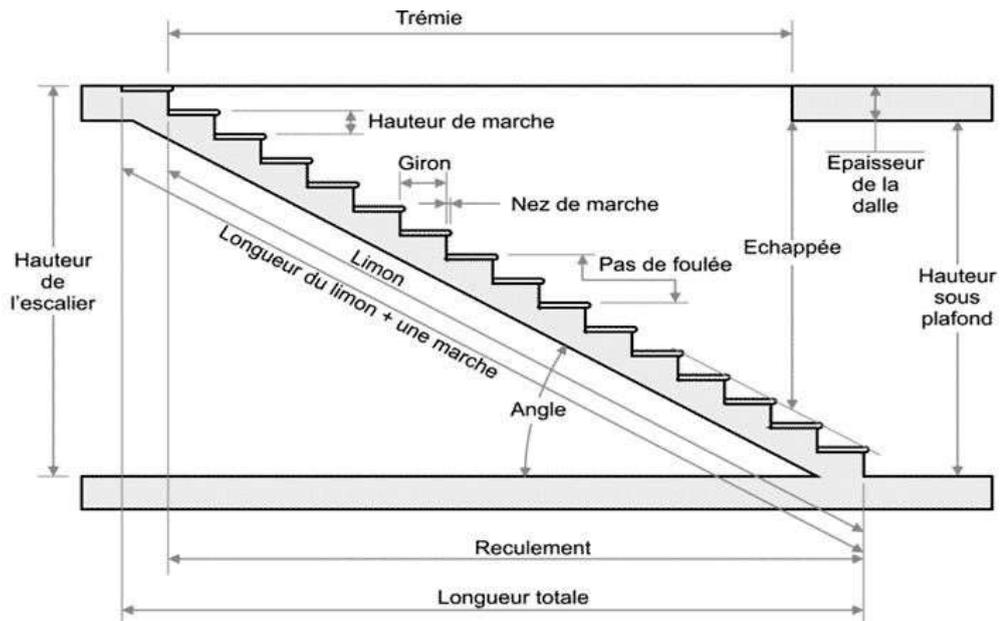


Figure III.4 -Schéma d'un escalier.

III.3.3. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Avec:

h: hauteur de la marche (contre marche).

g: largeur de la marche.

On prend $2h+g = 64\text{cm}$.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H = n \times h$).

n : nombre de contre marches.

L: projection horizontale de la longueur total de la volée: $L = (n - 1)g$

III.3.3.1.Escalier type 01 :

VOLEE 01

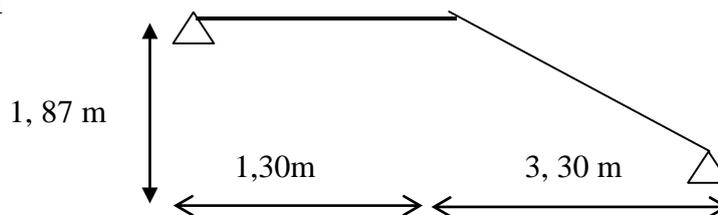


Figure III.5 - Schéma statique de l'escalier.

a) Dimensionnement :

• **Marches et contre marches :**

$$h = H/n \quad \text{et} \quad g = L/(n - 1)$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = (L/(n - 1)) + 2 \times H/n$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec m=66cm , H=187cm et L=330cm

Donc l'équation (2) devient : $67n^2 - 771n + 374 = 0$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 768^2 - 4 \times 64 \times 374 = 4942209.$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{4942209} = 703.$$

$$n = \frac{771+703}{2 \times 67} = 11 \text{ on adopte } n = 11 \text{ nombre de contre march .}$$

Donc : le nombre de marche n-1= 10 marches

h=187 /11=17cm ; donc on prend :h=17cm

$$g = L/(n - 1) = 30 \text{ cm.}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \therefore \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

• **Épaisseur de la volée (e_v)**

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{330}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{330}{20 \times 0,87} \rightarrow 12,64 \text{ cm} \leq e_v \leq 18,96 \text{ cm}$$

On adopte $e_v = 15 \text{ cm}$.

• **Épaisseur du palier (e_p)**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24 \text{ cm.}$$

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

b) Evaluation des charges et des sur charges D'après D.T.R.BC.2.2 :

b.1) Paillasse:

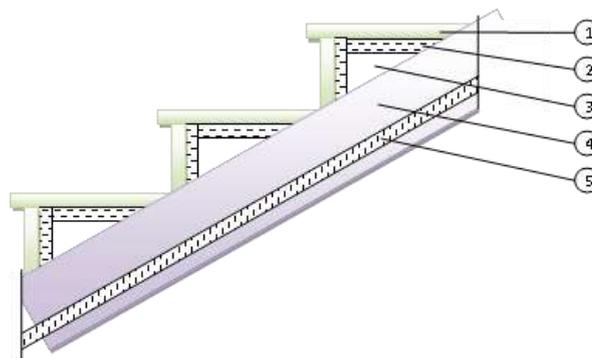


Figure III.6 - Coupe de paillasse

Tableau III.2 -Charge du Paillasse.

Élément		Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanentes (Surfacique) (KN/m ²)
1	Carrelage horizontal	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
	Carrelage vertical			$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Mortier de pose horizontal	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
	Mortier de pose vertical			$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Poids propre de marche (17/2)			$(17/2) \times 25 = 2,125$
4	Poids de paillasse (e,25,1m,cos α)			$0,15 \times 25 \times 1 \times 0,816 = 3,187 \text{ KN/m}^2$,
5	Enduit de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
6	Garde-corps			0,10
Total G				7,37
Total Q				2,50

b.2) Le palier:

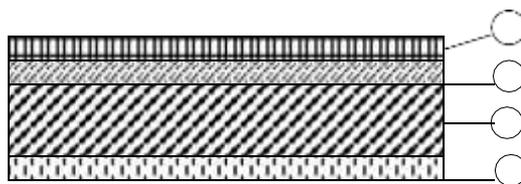


Figure III.7 - Coupe de palier.

Tableau III.3- Charge du palier

Élément		Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Mortier de pose	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Couche de sable	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$

4	Poids propre de palier	15	25	$0,15 \times 25 = 3,75$
5	Enduite de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
Totale G				G = 5,27
Totale Q				Q = 2,5

c) Combinaisons de charge :

Tableau III.4- Les combinaisons de charge pour une bonde 1m.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²) $1,35G + 1,5Q$	ELS (KN/m ²) G + Q
Paillasse	7,37	2,50	13,69	9,87
Palier	5,27	2,50	10,86	7,77

d) Détermination des efforts internes:

✚ ELU :

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous :

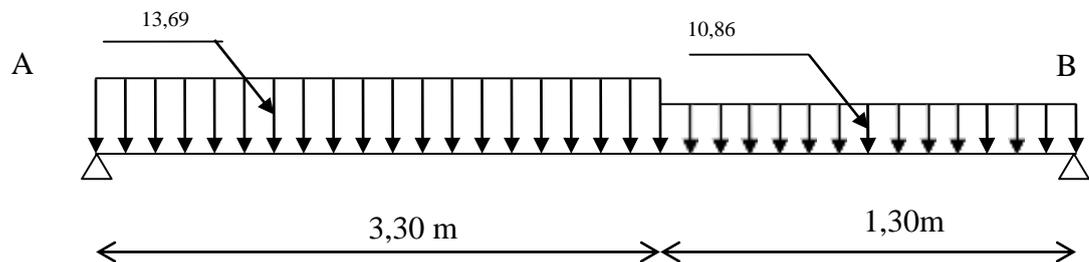


Figure III .8 - Schéma statique a ELU.

d.1) Calcul du moment maximal :

$$\sum_y^F = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 13,69 \times 3,3 + 10,86 \times 1,3 = 59,29 \text{ KN}$$

$$\sum_A^M = 0 \Rightarrow R_b \times 4,6 = 10,86 \times 1,3 \times 3,95 + 13,69 \times 3,3 \times 1,65$$

$$R_b = \frac{130,30}{4,6} = 28,32 \text{ .}$$

$$\sum_b^M = 0 \Rightarrow R_a \times 4,6 = 10,86 \times 1,3 \times 0,65 + 13,69 \times 3,3 \times 2,95$$

$$R_a = \frac{142,45}{4,6} = 30,97 \text{ KN.}$$

Tableau III.5- Détermination des efforts internes ELU.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant T (KN)	Moment fléchissant M (KN.m)
$0 \leq x \leq 3,3$ m		$T(x) = R_A - 13,69x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,26\text{m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 30,97$ $X=(3,3) \Rightarrow T(x) = -14,20$	$M(x) = R_A x - 13,69 \frac{x^2}{2}$ $M(x=2,26) = 35,03$ $M(0) = 0$ $M(3,3) = 27,65$
$3,3 \leq x \leq 4,6$ m		$T(x) = R_A - 3,3 \times 13,69 - 10,86(x - 3,3)$ $x = 3,3 \Rightarrow T(x) = -14,20$ $x = 4,6 \Rightarrow T = -28,32$	$M(x) = R_A x - 13,69 \times 3,3(x - \frac{3,3}{2}) - 10,86 \times \frac{(x - 3,3)^2}{2}$ $M(4,6) = 0$

Donc: $M_{\max} = 35,03\text{KN.m}$

Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 35,03 = 10,51\text{KN.m}$.

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 35,03 = 29,77\text{KN.m}$.

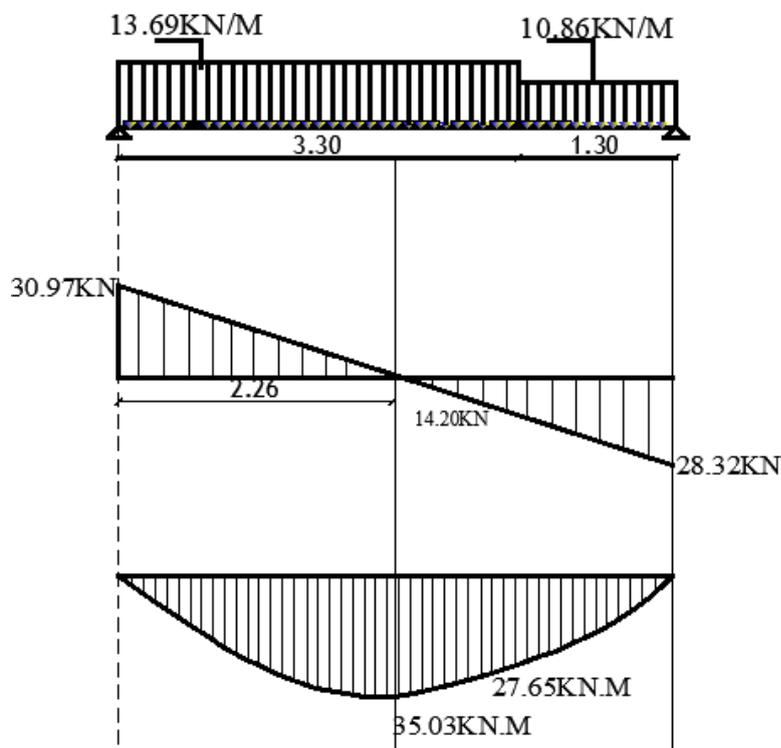


Figure III.9 - Diagrammes des M et T a ELU.

$$T_{\max} = 30,97 \text{ KN.}$$

e) ferrailage:

Pour de bande de 1 ml

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa.}$$

ELU

e.1) Sur travée :

- **Mt = 29,77KN .m**

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{29,77 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,12 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - (0,12)}}{2} = 0,969$$

$$\beta = 0,9,$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{29,77 \times 10^3}{348 \times 0,991 \times 13} = 6,64 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité (Art A 4,2,1 BAEL91):

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2,$$

6,64cm² > 1,56 cm² ... Condition vérifiée

On prend Aa = max (A_{min} ; A) = 6,64 cm²

Soit: A = **6T14 = 9,24 cm²**.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

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

On prend : e = 20cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,69 \text{ cm}^2$$

On prend : **A_r = 4T12 = 4,52 cm²**.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (60\text{cm} ; 45\text{cm})$$

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

On prend : e = 25 cm

e.2) Sur appui :

- **Ma = 10,51KN.m**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10,51 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - (0,04)}}{2}$$

$$\beta = 0,989.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10,51 \times 10^3}{348 \times 0,989 \times 13} = 2,34 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91):**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

$$1,56 \text{ cm}^2 < 2,34 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{T12 /ml} = 4,52 \text{ cm}^2.$$

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

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

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

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_r = 4\text{T10} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

Espacement (Art A-8,2,42 BAEL91):

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm} ; 45\text{cm})$$

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

$$\text{On prend : } e = 15 \text{ cm.}$$

f) Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 30,97 \text{ KN}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \text{ (Art A-5.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{30,97 \times 10^2}{13 \times 100} = 2,38 \text{ Kg / cm}^2 = 0,238 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,238 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures transversales:

$$\tau_u = 0,238\text{MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

1. ELS:

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous.

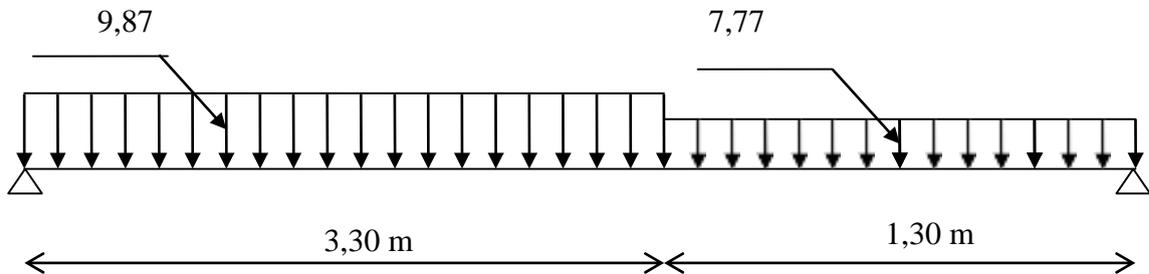


Figure III.10 - Schéma statique a ELS.

g) Calcul du moment maximal :

$$\sum_y^F = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 9,87 \times 3,3 + 7,7 \times 1,3 = 42,58\text{KN}$$

$$\sum_A^M = 0 \Rightarrow R_b \times 4,6 = 7,77 \times 1,3 \times 3,95 + 9,87 \times 3,3 \times 1,65$$

$$R_b = \frac{93,64}{4,6} = 20,35 .$$

$$\sum_B^M = 0 \Rightarrow R_a \times 4,6 = 7,77 \times 1,3 \times 0,65 + 9,87 \times 3,3 \times 2,95$$

$$R_a = \frac{102,65}{4,6} = 22,31 \text{ KN}$$

Tableau III.6 - Détermination des efforts internes ELS.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant T (KN)	Moment fléchissant M (KN.m)
$0 \leq x \leq 3,3$ m		$T(x) = R_A - 9,87x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,26\text{m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 22,31$ $X=(3,3) \Rightarrow T(x) = -10,26$	$M(x) = R_A x - 9,87x^2/2$ $M(x=2,26) = 25,21$ $M(0) = 0$ $M(3,3) = 19,88$
$3,3 \leq x \leq 4,6$ m		$T(x) = R_A - 3,3 \times 9,87 - 7,77(x-3,3)$ $x=3,3 \Rightarrow T(x) = -10,26$ $x=4,6 \Rightarrow T = -20,27$	$M(x) = R_A x - 9,87 \times 3,3(x - 3,3) - 7,77 \times \frac{(x-3,3)^2}{2}$ $M(4,6) = 0$

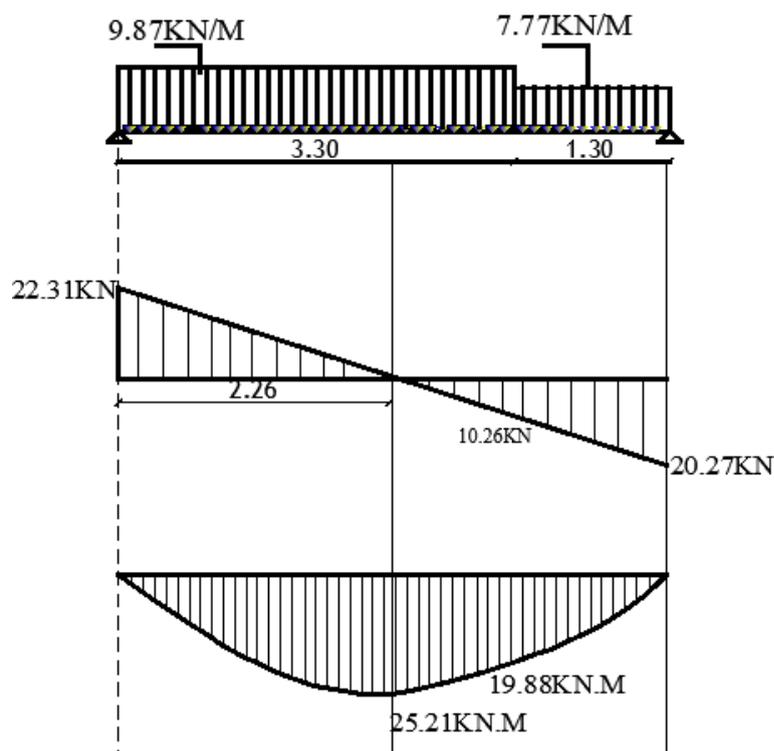


Figure III.11 - Diagrammes des M et T a ELS.

Donc: $M_{max} = 25,21 \text{ kN.m}$

Moment en appui : $0,3 \times M_{max} = 0,3 \times 25,21 = 7,56 \text{ kN.m}$.

Moment en travée : $0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 25,21 = 21,43 \text{ kN.m}$.

$T_{max} = 22,31 \text{ kN}$.

h) Vérification des contraintes :

Tableau III.7 -Vérification des contraintes Sur travée

Moment service	M_{ser}	21,43 kN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{10,78}{100} = 1,61 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 1,61 \times 1342,04 \text{ cm}^2$ $Y = -1,61 + \sqrt{1,61^2 + 42,04} = 5,07 \text{ cm}$	5,07 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A d - y^2$	14512,61 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	1,47 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	7,45 MPa

Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	174,85MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	7,45 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	174,85 < 400

Tableau III.8 -Vérification des contraintes Sur appuis

Moment service	M_{ser}	7,56KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,68 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,68 \times 1317,68 \text{ cm}^2$ $Y = -0,68 + \sqrt{0,68^2 + 17,68} = 3,57 \text{ cm}$	3,57 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	7545,75 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	1,00MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	3,57MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	141,45MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,57 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	141,45 < 400

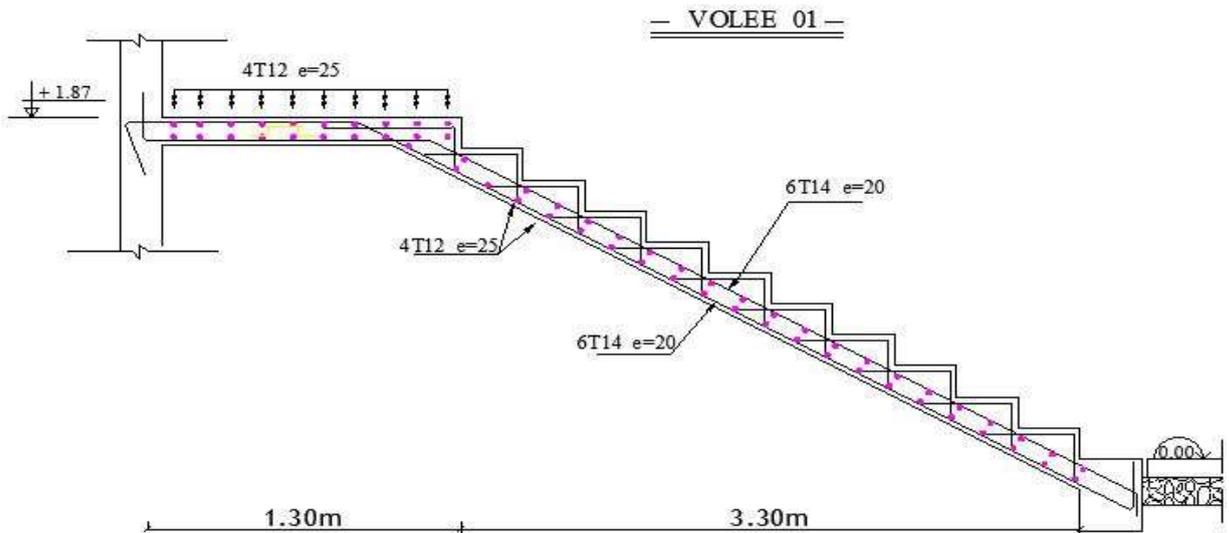


Figure III. 12 - Schéma de ferrailage de l'escalier (volee01)

III.3.3.2 VOLEE 02:

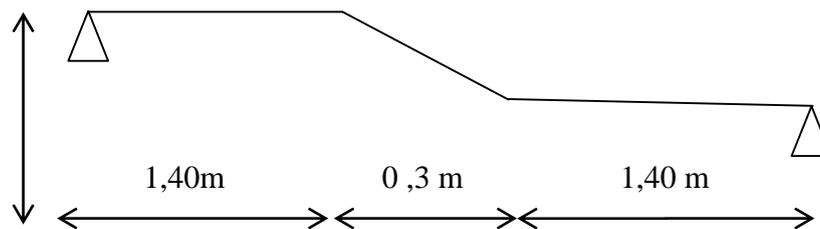


Figure III.13: Schéma statique de l'escalier.

a) Dimensionnement :

a.1) Marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

D'après BLONDEL on a:
$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

Et puis :
$$m^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots, (1)$$

Avec: $m = 64$ et $H = 34$ cm et $L = 30$ cm

$$64n^2 - (64 + 2 \times 34 + 30)n + 2 \times 34 = 0$$

Donc l'équation (1) devient: $64n^2 - 162n + 68 = 0$.

$$\Delta = B^2 - 4AC = 162^2 - 4 \times 64 \times 68 = 8836.$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{8836} = 94.$$

$$n = \frac{162 + 94}{2 \times 64} = 2 \text{ on adopte } n = 2 \text{ nombre de contre march.}$$

Donc : le nombre de marche $n-1 = 1$ marches

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{30}{2-1} = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{3^4}{2} = 17 \text{ cm,}$$

D' après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h+g \leq 66.$$

$$59 \leq 34+30 \leq 66 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

a.2) Epaisseur de paillasse et palier :

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{34}{30} = 1,13 \rightarrow \alpha = 48,57^\circ \rightarrow \text{cos}\alpha = 0,66.$$

$$L_{inc} = \frac{L}{\text{cos } \alpha} = \frac{30}{0,66} = 45,45\text{cm.}$$

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20} \Rightarrow \frac{45,45}{30} < e < \frac{45,45}{20} \Rightarrow 1,51 < e < 2,27 \text{ on adopte } e = 15 \text{ cm.}$$

b) Evaluation des charges et des sur charges D' après D.T.R.BC.2.2 :

b.1) Paillasse:

Tableau III.9 - Charge du Paillasse.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (KN/m ²)
1	Carrelage horizontal	2	20	0,02×20=0,4
	Carrelage vertical			0,02×20=0,4
2	Mortier de pose horizontal	2	20	0,02×20=0,4
	Mortier de pose vertical			0,02×20=0,4
3	Poids propre de marche (17/2)			(17/2)×25= 2,125
4	Poids de paillasse (e×25×1m cosα)			0,15 x 25 x 1 x 0,66= 2,47 KN/m ²
5	Enduit de ciment	2	18	0,02×18=0,36
6	Garde-corps			0,10
Total G				6,65

Total Q	2,50
----------------	-------------

b.2) Le palier:

Tableau III.10- Charge du palier.

Elément		Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
2	Mortier de pose	2	20	$0,02 \times 20 = 0,4$
3	Couche de sable	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
4	Poids propre de palier	15	25	$0,15 \times 25 = 3,75$
5	Enduite de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
Totale G				G = 5,27
Totale Q				Q = 2,5

c) Combinaisons de charge :

Tableau III.11- Les combinaisons de charge pour une bonde 1m.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²) $1,35G + 1,5Q$	ELS (KN/m ²) $G + Q$
Paillasse	6,65	2,50	12,72	9,15
Palier	5,27	2,50	10,86	7,77

d) Détermination des efforts internes:

1. ELU :

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous :

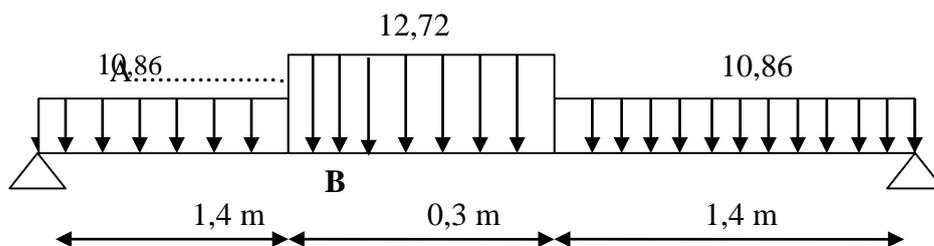


Figure III.14 - Schéma statique a ELU.

d.1) Calcul du moment maximal :

$$\sum_y F = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 10,86 \times 1,40 + 12,72 \times 0,3 + 10,86 \times 1,40 = 34,22 \text{KN.}$$

$$\sum_A M = 0 \Rightarrow R_b \times 3,1 = 10,86 \times 1,40 \times 2,4 + 12,72 \times 0,3 \times 1,55 + 10,86 \times 1,4 \times 0,7$$

$$R_b = \frac{53,04}{3,1} = 17,11 .$$

$$\sum_b M = 0 \Rightarrow R_a \times 3,1 = 10,86 \times 1,40 \times 2,4 + 12,72 \times 0,3 \times 1,55 + 10,86 \times 1,40 \times 0,7$$

$$R_a = \frac{53,04}{3,1} = 17,11 \text{KN.}$$

Tableau III.12 -Détermination des efforts internes ELU.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant T (KN)	Moment fléchissant M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 10,86x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,57 \text{ m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 17,11$ $X=(1,4) \Rightarrow T(x) = 1,90$	$M(x) = R_A x - 10,86 x^2/2$ $M(x=1,57) = 13,47$ $M(0) = 0$ $M(1,4) = 13,31$
$1,4 \leq x \leq 1,7 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 1,4 \times 10,86 - 12,72(x-1,4)$ $x = 1,4 \Rightarrow T(x) = 1,9$ $x = 1,7 \Rightarrow T = -1,91$	$M(x) = R_A x - 10,86 \times 1,4 \left(x - \frac{1,4}{2}\right) - 12,72 \times \frac{(x-1,4)^2}{2}$ $M(1,7) = 13,31$
$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$		$T(x) = R_b - 10,86x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,57 \text{ m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_b = 17,11$ $X=(1,4) \Rightarrow T(x) = 1,9$	$M(x) = R_b x - 10,86 x^2/2$ $M(x=1,57) = 13,47$ $M(0) = 0$ $M(1,4) = 13,31$

Donc: $M_{\max} = 13,47 \text{KN.m}$

Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 13,47 = 4,04 \text{KN.m}$,

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 13,47 = 11,45 \text{KN.m}$,

$T_{\max} = 17,11 \text{ KN}$,

e) ferrailage:

Pour de bande de 1 ml

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, ; $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$,

e.1) Sur travée :

- **Mt = 11,45KN,m**

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11,45 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,047 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,047)}}{2}$$

$$\beta = 0,975.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11,45 \times 10^3}{348 \times 0,975 \times 13} = 2,59 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité (Art A 4.2.1 BAEL91):**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ Cm}^2.$$

$$2,59 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{min}; A) = 2,59 \text{ cm}^2$

Soit: **A = 6T14 = 9,24 cm².**

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

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

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

On prend : **A_r = 4T12 = 4,52 cm²**

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

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

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

e.2) Sur appui :

- **Ma = 4,04KN.m**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4,04 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,01)}}{2}$$

$$\beta = 0,994.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4,04 \times 10^3}{348 \times 0,994 \times 13} = 0,89 \text{ cm}^2,$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91):**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

$$0,89 \text{ cm}^2 < 1,56 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min}; A) = 1,56 \text{ cm}^2$

Soit : $A = 4\text{T}14 = 6,16 \text{ cm}^2$.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$$

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

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

1. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_r = A_r = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm})$$

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

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

f) Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 30,2 \text{ KN}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \text{(Art A-5.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{17,11 \times 10^2}{13 \times 100} = 1,31 \text{ Kg / cm}^2 = 0,131 \text{ MPa}.$$

fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,131 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Armatures transversales:

$$\tau_u = 0,131 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

2. ELS:

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous.

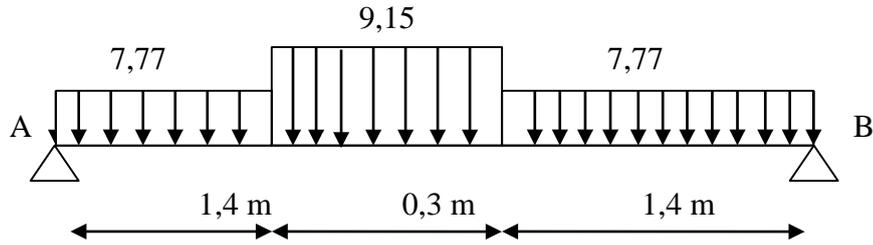


Figure III.15- Schéma statique a ELS.

g) Calcul du moment maximal :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 7,77 \times 1,4 + 9,15 \times 0,3 + 7,77 \times 1,4 = 24,50KN,$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_b \times 3,1 = 7,77 \times 1,4 \times 0,7 + 9,15 \times 0,3 \times 1,55 + 7,77 \times 1,4 \times 2,4$$

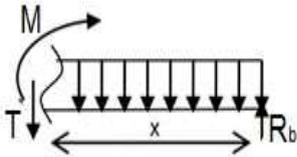
$$R_b = \frac{37,97}{3,1} = 12,25 .$$

$$\sum \frac{M}{b} = 0 \Rightarrow R_a \times 3,1 = 7,77 \times 1,4 \times 0,7 + 9,15 \times 0,3 \times 1,55 + 7,77 \times 1,4 \times 2,4$$

$$R_a = \frac{37,97}{3,1} = 12,25 KN.$$

Tableau III.13 -Détermination des efforts internes ELS.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant T (KN)	Moment fléchissant M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 7,77x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,57$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A = 12,25$ $X = (1,4) \Rightarrow T(x) = 1,37$	$M(x) = R_A \cdot x - 7,77x^2/2$ $M(x=1,57) = 9,65$ $M(0) = 0$ $M(1,4) = 9,53$
$1,4 \leq x \leq 1,7 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 1,4 \times 7,77 - 9,15(x-1,4)$ $x = 1,4 \Rightarrow T(x) = 1,37$ $1,7 \Rightarrow T = - 1,37$	$M(x) = R_A \cdot x - 7,77 \times 1,4(x - 1,4) - 9,15 \times \frac{(x-1,4)^2}{2}$ $M(1,7) = 9,53$

$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$		$T(x) = R_b - 7,77x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,57$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_b = 12,25$ $X=(1,4) \Rightarrow T(x) = 1,37$	$M(x) = R_b \cdot x - 7,77x^2/2$ $M(x=1,57) = 9,65$ $M(0) = 0$ $M(1,4) = 9,53$
-------------------------------	---	--	---

Donc: $M_{\max} = 9,65 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 9,65 = 2,89 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 9,65 = 8,20 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$T_{\max} = 12,25 \text{ KN}$

h) Vérification des contraintes :

Tableau III.14- Vérification des contraintes Sur travée

Moment service	M_{ser}	8,20KN,m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{10,78}{100} = 1,61 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 1,61 \times 13 = 41,86 \text{ cm}^2$ $Y = -1,61 + \sqrt{1,61^2 + 41,86} = 5,05 \text{ cm}$	5,05 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A (d - y)^2$	14512,76cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$	0,56MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	2,82MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	66,78MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	2,82 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	66,78 < 400

Tableau III.15- Vérification des contraintes Sur appui

Moment service	M_{ser}	2,89KN,m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,67 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,67 \times 13 = 17,42 \text{ cm}^2$ $Y = -0,67 + \sqrt{0,67^2 + 17,42} = 3,55 \text{ cm}$	3,55 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A (d - y)^2$	7546,00 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	0,38MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	1,34MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	53,86MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$	1,34 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	53,86 < 400

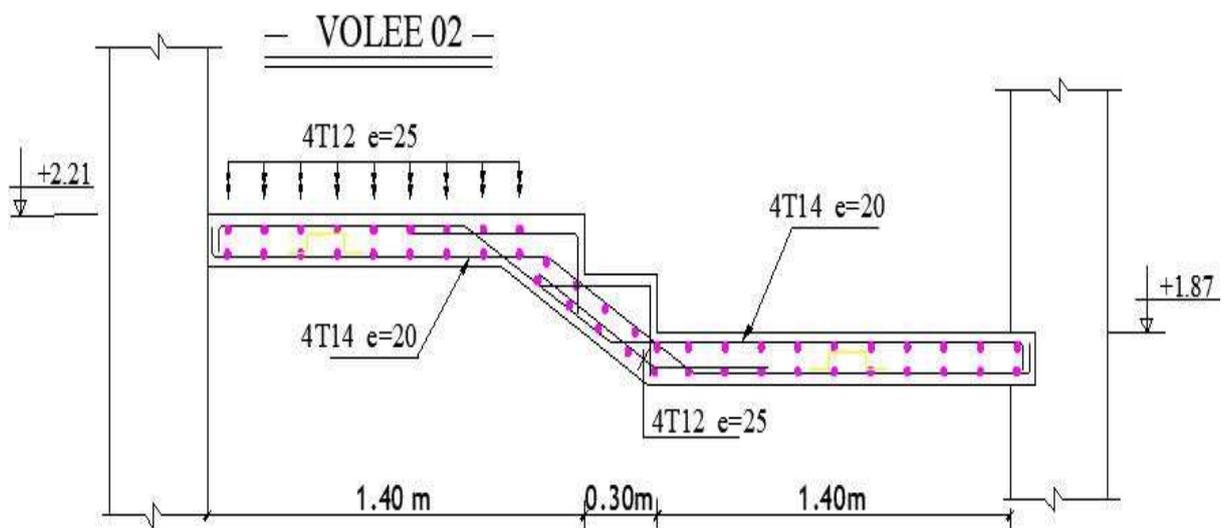


Figure III.16 - Schéma de ferrailage de l'escalier (volee02).

III.3.3.3 VOLEE 03:

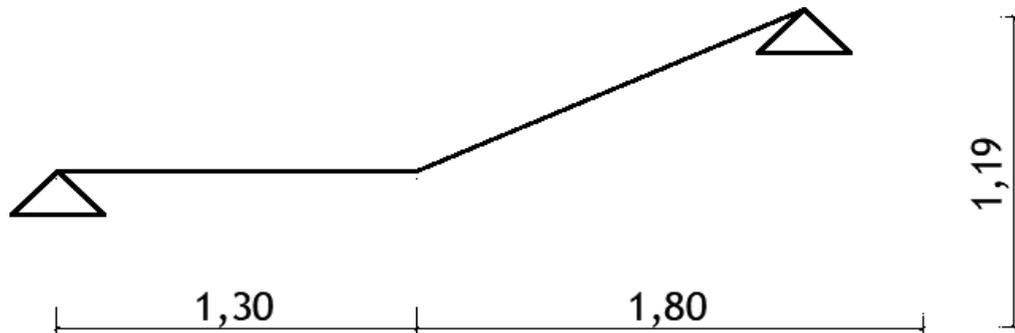


Figure III.17: Schéma statique de l'escalier.

a) Dimensionnement :

a.1) Marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1)g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

$$\text{D'après BLONDEL on a: } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots, (1)$$

$$\text{Avec: } m=64 \quad \text{et } H=119\text{cm} \quad \text{et } L=180\text{ cm}$$

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 119 + 180) n + 2 \times 119 = 0$$

$$\text{Donc l'équation (1) devient: } 64 n^2 - 482 n + 238 = 0.$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 482^2 - 4 \times 64 \times 238 = 171396.$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{171396} = 414$$

$$n = \frac{482 + 414}{2 \times 64} = 7 \quad \text{on adopte } n = 7 \text{ nombre de contre march.}$$

Donc : le nombre de marche $n-1 = 6$ marches

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{7-1} = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{119}{7} = 17 \text{ cm.}$$

D'après la formule de BLONDEL on a:

$$59 \leq 2h + g \leq 66.$$

$$59 \leq 34 + 30 \leq 66 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

a.2) Epaisseur de paillasse et palier :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0,66 \rightarrow \alpha = 33,47^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,834.$$

$$L_{inc} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{180}{0,834} = 215,82 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20} \Rightarrow \frac{215,82}{30} < e < \frac{215,82}{20} \Rightarrow 7,19 < e < 10,79 \text{ on adopte } e = 15 \text{ cm.}$$

b) Evaluation des charges et des sur charges D' après D.T.R.BC.2.2 :

b.1) Paillasse:

Tableau III.16- Charge du Paillasse.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1	Carrelage horizontal	2	20	0,02×20=0,4
	Carrelage vertical			0,02×20=0,4
2	Mortier de pose horizontal	2	20	0,02×20=0,4
	Mortier de pose vertical			0,02×20=0,4
3	Poids propre de marche (17/2)			(17/2)×25= 2,125
4	Poids de paillasse (e,25,1m,cos α)			0,15 x 25 x 1 x cosα = 2,726 KN/m ² ,
5	Enduit de ciment	2	18	0,02×18=0,36
6	Garde-corps			0,10
Total G				6,91
Total Q				2,50

b.2) Le palier:

Tableau III.17- Charge du palier.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge permanente (KN /m ²)
1	Carrelage	2	20	0,02×20=0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,02×20=0,4
3	Couche de sable	2	18	0,02x18=0,36
4	Poids propre de palier	15	25	0,15×25= 3,75

5	Enduite de ciment	2	18	$0,02 \times 18 = 0,36$
Totale G				G = 5,27
Totale Q				Q = 2,5

c) **Combinaisons de charge :**

Tableau III.18- Les combinaisons de charge pour une bonde 1m

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²) $1,35G + 1,5Q$	ELS (KN/m ²) $G + Q$
Paillasse	6,91	2,50	13,08	9,41
Palier	5,27	2,50	10,86	7,77

d) **Détermination des efforts internes:**

1. **ELU :** Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous :

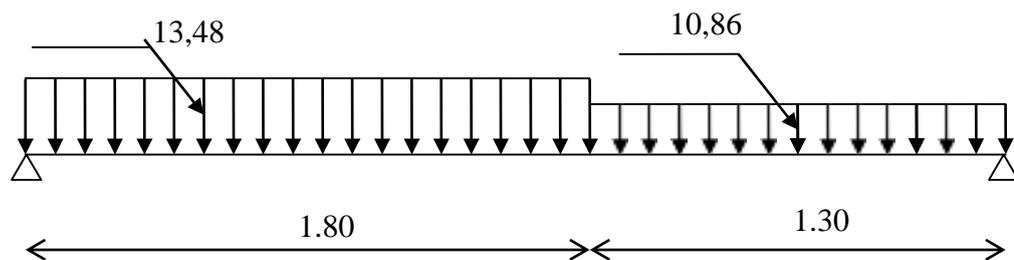


Figure III.18-Schéma statique a ELU.

d.1) **Calcul du moment maximal :**

$$\sum_y F = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 10,86 \times 1,30 + 13,08 \times 1,8 = 37,66 \text{ KN},$$

$$\sum_A M = 0 \Rightarrow R_b \times 3,10 = 13,08 \times 1,8 \times 2,2 + 10,86 \times 1,3 \times 0,65$$

$$R_b = \frac{60,97}{3,10} = 19,67 \text{ KN}.$$

$$\sum_b M = 0 \Rightarrow R_a \times 3,10 = 10,86 \times 1,3 \times 2,45 + 13,08 \times 1,8 \times 0,9$$

$$R_a = \frac{55,77}{3,10} = 17,99 \text{ KN}.$$

Tableau III.19- Détermination des efforts internes ELU.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T) KN	Moment fléchissant (M) KN.m
$0 \leq x \leq 1,3 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 10,86x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,65 \text{ m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 17,99$ $X=(1,3) \Rightarrow T(x) = 3,87$	$M(x) = R_A x - 10,86 \frac{x^2}{2}$ $M(x=1,65) = 14,90$ $M(0) = 0$ $M(1,3) = 14,21$
$1,3 \leq x \leq 3,1 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 1,3 \times 10,86 - 13,08(x-1,3)$ $x = 1,3 \Rightarrow T(x) = 3,87$ $x = 3,1 \Rightarrow T = -19,67$	$M(x) = R_A x - 10,86 \times 1,3(x - \frac{1,3}{2}) - 13,08 \times \frac{(x-1,3)^2}{2}$ $M(3,1) = 0$

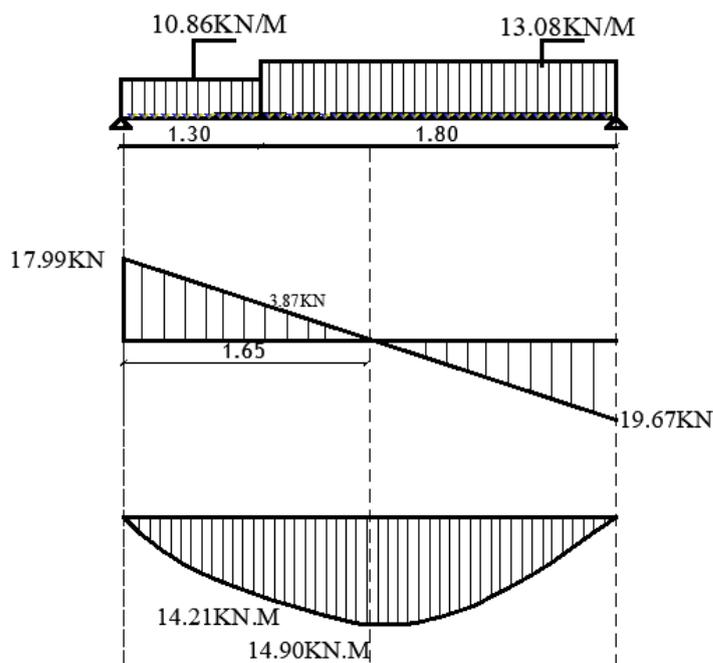


Figure III.19 - Diagrammes des M et T a ELU

Donc: $M_{\max} = 14,90 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 14,90 = 4,47 \text{ KN.m}$.

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 14,90 = 12,66 \text{ KN.m}$.

$T_{\max} = 19,67 \text{ KN}$

e) Ferrailage: ELU

Pour une bande de 1 ml

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$.

e.1) Sur travée :

- **Mt = 12,66KN.m**

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{12,66 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,05 < \mu l = 0,392 \dots \dots \dots, A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,05)}}{2}$$

$$\beta = 0,974.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12,66 \times 10^3}{348 \times 0,974 \times 13} = 2,87 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité (Art A 4.2.1 BAEL91):**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

2,87cm² > 1,56 cm²... Condition vérifiée.

Donc on adopte: A= **6T14 = 9,24 cm²**.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

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

On prend : e = 20cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

On prend : **A_r = 4T12 = 4,52 cm²**.

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (60\text{cm} ; 45\text{cm})$$

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

On prend : e = 25 cm

e.2) Sur appui :

- **Ma = 4,47KN.m**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{4,47 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,018 < \mu l = 0,392 \dots \dots \dots, A' = 0,$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,018)}}{2}$$

$$\beta = 0,990.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4,47 \times 10^3}{348 \times 0,990 \times 13} = 0,9 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91):** $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$;

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2 .$$

0,9 cm² < 1,56 cm² Condition non vérifiée

On prend $A_a = \max (A_{min} ; A) = 1,56 \text{ cm}^2$

Soit : $A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$,

Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} ; 33\text{cm})$$

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

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91):**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (60\text{cm} ; 45\text{cm})$$

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

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

f) Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 19,67\text{KN}.$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} \text{ (Art A-5.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{19,67 \times 10^2}{13 \times 100} = 1,51 \text{ Kg / cm}^2 = 0,15\text{MPa}.$$

fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,15\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Armatures transversales:

$$\tau_u = 0,15\text{MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} .$$

2. ELS:

Le Schéma statique de notre escalier est donné par la figure ci-dessous.

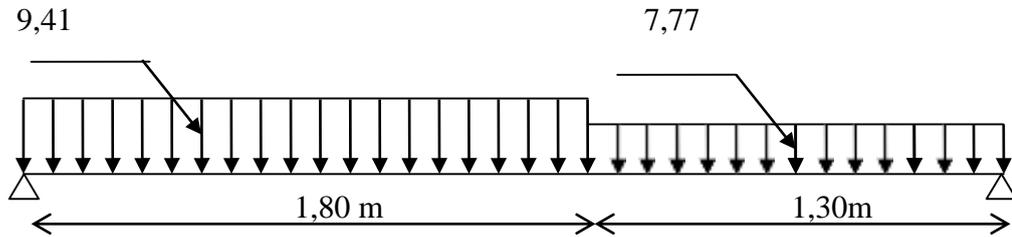


Figure III.20 -Schéma statique a ELS.

g) Calcul du moment maximal

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 7,77 \times 1,30 + 9,41 \times 1,8 = 27,04 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_b \times 3,1 = 9,41 \times 1,8 \times 2,2 + 7,77 \times 1,3 \times 0,65$$

$$R_b = \frac{43,82}{3,1} = 14,13 .$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \Rightarrow R_a \times 3,1 = 7,77 \times 1,3 \times 2,45 + 9,41 \times 1,8 \times 0,9$$

$$R_a = \frac{39,99}{3,1} = 12,90 \text{KN}$$

Tableau III.20 - Détermination des efforts internes ELS.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T) KN	Moment fléchissant (M) KN,m
$0 \leq x \leq 1,3 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 7,77x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,66 \text{ m}$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A = 12,90$ $X=(1,3) \Rightarrow T(x) = 2,80$	$M(x) = R_A \cdot x - 7,77x^2/2$ $M(x=1,66) = 10,70$ $M(0) = 0$ $M(1,3) = 10,20$
$1,3 \leq x \leq 3,1 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 1,3 \times 7,77 - 9,41(x-1,3)$ $x = 1,3 \Rightarrow T(x) = 2,8$ $x = 3,1 \Rightarrow T = -14,14$	$M(x) = R_A \cdot x - 7,77 \times 1,3(x - \frac{1,3}{2}) - 9,41 \times \frac{(x-1,3)^2}{2}$ $M(3,1) = 0$

Donc: $M_{\max} = 10,70 \text{KN.m}$

Moment en appui : $0,3 \times M_{\max} = 0,3 \times 10,7 = 3,21 \text{KN.m}$

Moment en travée : $0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 10,7 = 9,09 \text{ KN.m}$

$T_{\max} = 14,14 \text{ KN}$

h). Vérification des contraintes :

Tableau III.21- Vérification des contraintes Sur travée

Moment service	M_{ser}	9,09KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{10,78}{100} = 1,61 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 1,61 \times 13 = 42,04 \text{ cm}^2$ $Y = -1,61 + \sqrt{1,61^2 + 42,04} = 5,07 \text{ cm}$	5,07 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	14512,62cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$	0,62 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_B = K \cdot y$	3,17MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	73,75MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3,17 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	73,75 < 400

Tableau III.22- Vérification des contraintes Sur travée Sur appuis

Moment service	M_{ser}	3,21KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,68 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,68 \times 13 = 17,62 \text{ cm}^2$ $Y = -0,68 + \sqrt{0,68^2 + 17,62} = 3,57 \text{ cm}$	3,57 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	7545,75 cm ⁴

Coefficient	$K = M_{Ser} / I$	0,42MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_B = K . y$	1,51MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	59,40MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	1,51 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	11 < 400

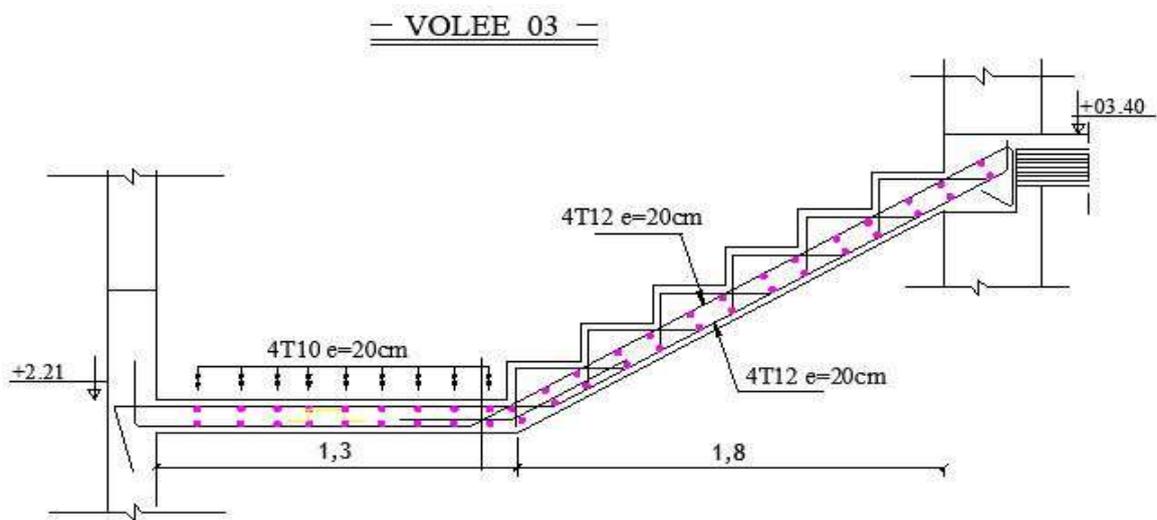


Figure III.21- Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 03)

III.3.3.4. Les résultats du ferrailage des escaliers sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.23: Tableau récapitulatif des résultats de calcul de l'escalier type 02 (Étage)

dimensionnements			ferrailage				L'effort tranchant		
Marche cm	Contre marche cm	Epaisseur de paillasse et palier cm	Mt KN.m			Ma KN.m			
						19,38			6,84
			A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisie (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisie (cm^2)	

30	17	15	4,47	1,56	6T12= 6,79	1,52	1,56	5T10= 3,93	0,189
----	----	----	------	------	---------------	------	------	---------------	-------

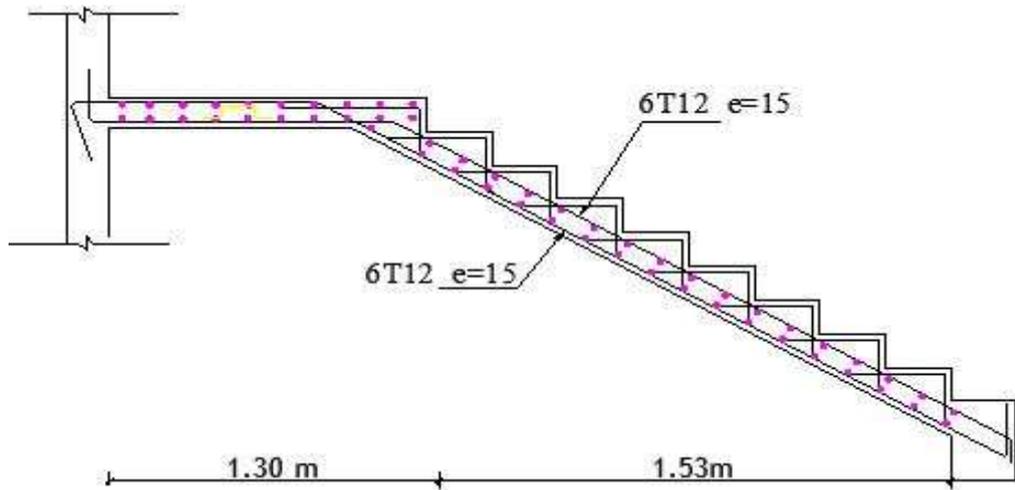


Figure III.22- Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 01 étage)

III.4. Étude de la poutre brisée :

III.4.1. Introduction :

Notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux. Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion.

III.4.2. Dimensionnement :

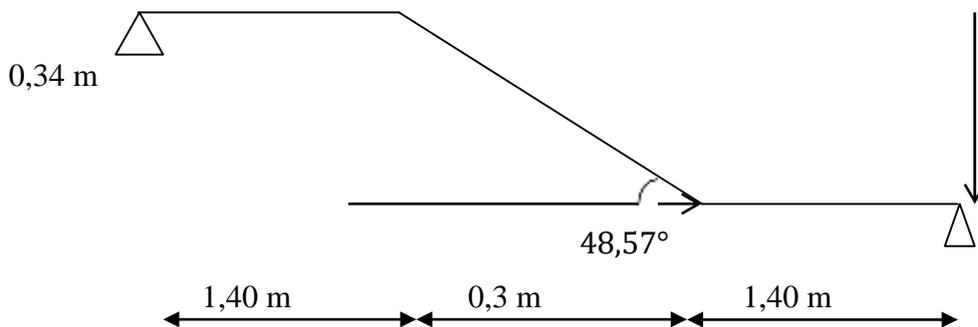


Figure III.23 - Schéma statique de poutre brisée

L = portée max entre nus d'appuis.

$$L = 1,40 + (0,3 / \cos 48,57^\circ) + 1,40 = 3,25\text{m}$$

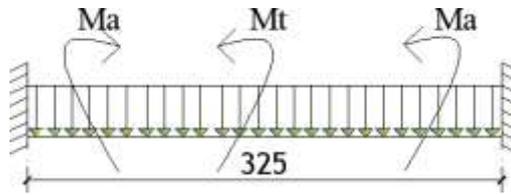


Figure III.24 - schéma de poutre brisée.

✓ D'après le BAEL 91 :

Selon le BAEL 91, le critère de rigidité est :

La hauteur 'h' de la poutre brisée doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21,66 \text{ cm} \leq h \leq 32,5 \text{ cm}$$

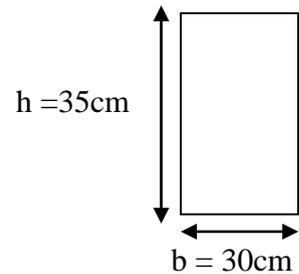
On prend : $h = 35 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

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

✓ Vérification RPA 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 1,16 \quad \Rightarrow \quad 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$



III.4.3. Evaluations des charges :

Poids propre de la poutre (poids propre de la partie horizontale) :

$$G_0 = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,62 \text{ KN/m/}$$

Poids propre de la poutre (poids propre de la partie inclinée) :

$$G_1 = 25 \times 0,35 \times 0,30 / \cos 48,57 = 1,73 \text{ KN/m.}$$

Poids propre de mur extérieur : $G_{\text{mur}} = 3,06 \times 2 = 6,12 \text{ KN/m.}$

La réaction des volées : $17,11 \text{ KN / m.}$

III.4.4. Combinaison de charges:

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35(G_{\text{mur}} + G_0 + G_1) + R_v = 1,35 \times (6,12 + 2,62 + 1,73) + 17,11 = 31,24 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } Q_s = (G_{\text{mur}} + G_0 + G_1 + R_v) = (6,12 + 2,62 + 1,73 + 17,11) = 27,58 \text{ KN/m}$$

III.4.5. Calcul des moments :**1. ELU :**

$$M_t = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{31,24 \times 3,25^2}{24} = 13,74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{31,24 \times 3,25^2}{12} = 27,49 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée: $M_t = 13,74 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui: $M_a = 27,49 \text{ KN.m}$

2. ELS :

$$M_t = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{27,58 \times 3,25^2}{24} = 12,13 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{27,58 \times 3,25^2}{12} = 24,27 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée: $M_t = 12,13 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui: $M_a = 24,27 \text{ KN.m}$

III.4.6. Calcul du ferrailage à l'ELU:

On a: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 33 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17$.

a) En travée :**1. $M_t = 13,74 \text{ kN.m}$**

$$2. \quad \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13,74 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,02)}}{2}$$

$$\beta = 0,989.$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \alpha} = \frac{13,74 \times 10^3}{0,989 \times 33 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

3. Condition de non fragilité (Art A – 4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{1,21}{400} = 0,68 \text{ cm}^2.$$

$1,21 \text{ cm}^2 \geq 0,68 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée

On prend $A_a = \max (A_{\min} ; A) = 1,21 \text{ cm}^2$.

on adopte **6T12 = 6,79 cm²**.

4. Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

on adopte **4T10 = 3,14 cm²**.

b) Sur appui :**1. Ma = 27,49 KN.m**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{27,49 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,17} = 0,06 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots, A' = 0,$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,06)}}{2}$$

$$\beta = 0,969.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27,49 \times 10^3}{0,969 \times 33 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2.$$

2. Condition de non fragilité (Art A 4,2,1 BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \quad A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2.$$

2,47 cm² > 1,19 cm²... Condition vérifiée

On prend $A_a = \max(A_{\text{men}}, A) = 2,47 \text{ cm}^2$.

on adopte **3T12 = 3,39 cm²**.

3. Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,8475 \text{ cm}^2.$$

on adopte **4T10 = 3,14 cm²**.

c) Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = Q_u \times \frac{L}{2} = 31,24 \times \frac{3,25}{2} = 50,76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \text{Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{50,76 \times 10^3}{330 \times 300} = 0,51 \text{ Kg / cm}^2 = 0,051 \text{ MPa}.$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible **Art A .5.1.211 BAEL91**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,051 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 3,33 \text{ MPa} \dots \dots$ Condition vérifier (Donc pas de risque de cisaillement).

III.4.7. Vérification en l' ELS:

Tableau III.24: Vérification des contraintes.

1. En travée:

Moment service	M_{ser}	12,13 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{30} = 1,7 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 1,7 \times 33 = 112,2 \text{ cm}^2$ $Y = -1,7 + \sqrt{1,7^2 + 112,2} = 9,02 \text{ cm}$	12,42cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	40695,47 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,29MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	3,70MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	89,52MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$ (A - 4 .5.2 BAEL91)	3,70 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	89,52 < 400

2. En appuis:

Moment service	M_{ser}	24,27 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6,79}{30} = 3,4 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 3,4 \times 33 = 224,07 \text{ cm}^2$ $Y = -3,4 + \sqrt{3,4^2 + 224,07} = 11,95 \text{ cm}$	11,95cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	62194,89 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,39MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	4,66MPa

Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	123,14MPa
Vérification de contrainte dans le béton Art – 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	4,66 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	123,14 < 400

III.4.8. Vérification de La flèche:

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{325} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,06$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10 M0} \Rightarrow \frac{35}{325} = 0,08 > \frac{12,13}{275,6} = 0,04$ Condition vérifiée

$\frac{As}{bd} > \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée.

Donc le calcul de la flèche est inutile.

1. Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:

$\Phi_t \leq \min (h/35; b/10; \Phi_l)$

$\Phi_t \leq \min (10 ; 30; 12) \Phi_t \leq 12$

On adopte: $\Phi_t = 12$ mm

2. Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$S_t \leq \{0,9d ; 40\text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{31,5\text{ cm} ; 40\text{ cm}\}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

- Zone nodale

$S_t \leq \{15\text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \{15\text{ cm} ; 10\text{ cm}\}$

On prend $S_t = 10\text{ cm}$.

-Zone courante :

$S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15\text{ cm} ;$

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

Section des armatures transversales:

$\frac{A_t}{b.st} \geq \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$ (*)

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3\text{ MPa}) = 2,1\text{ MPa}$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

Fe = 400 MPa ; $\delta_s = 1,15$ (cas courant)

$$(*) \Rightarrow \frac{At}{S_t} \geq \frac{(0,051 - 0,3 \times 1,2) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

3. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,4 \text{ Mpa})$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,40 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,03 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{D'où } At_1 \geq 0,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

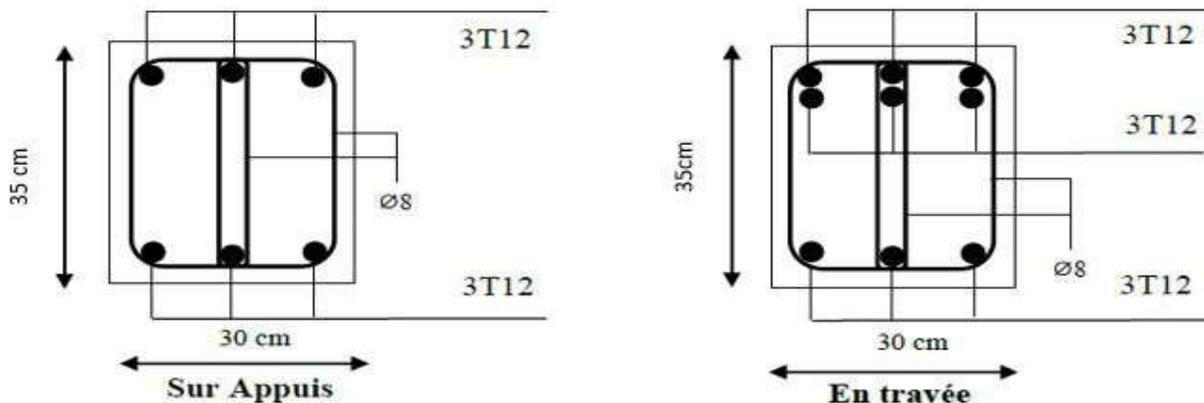


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.5. Balcon:

III.5.1. Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans le bâtiment à usage d'habitation, il est constitué de dalle pleine. Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Dans notre projet .On a 2 types de balcon

III.5.2. Type 1 balcon encastré 2 cotées :

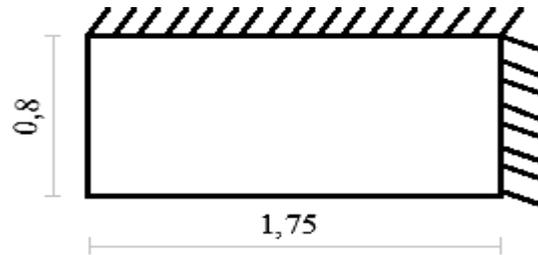


Figure III.26- Dimension de balcon.

a) Pré dimensionnement :

Le calcul ce fait pour une bande de 1 m :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,8}{1,75} = 0,46 > 0,4 \rightarrow \text{Donc la travaille dans les d .}$$

Epaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{m} \leq h \leq \frac{L_x}{m}$$

Tableau III.25 : Epaisseur de la dalle.

	Dalle (dans 1 sens)		Dalle (dans 2 sens)	
	Simple	Continue	Simple	Continue
m	25 - 35	30 – 40	30 – 40	35 – 45

$$\frac{80}{40} \leq h \leq \frac{80}{30} = 2 \leq h \leq 2,7$$

Pratiqement on prend : h = 15 cm.

b) Evaluation des charges:

b.1) Charge permanente balcon étage :

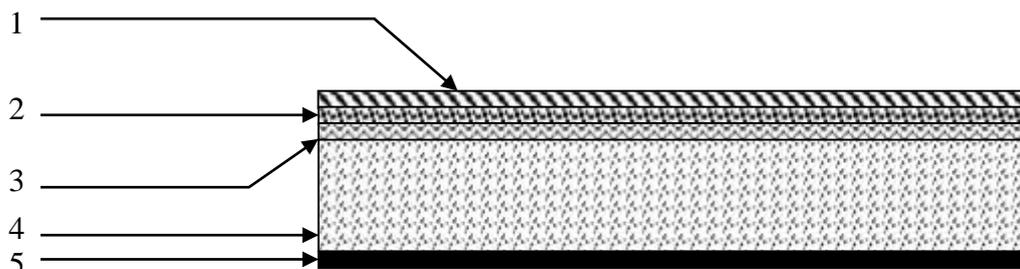


Figure III.27 -Coupe balcon étage .

Tableau III.26 - La descente des charges d'un Balcon étage.

Elément		Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanents (KN / m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,02×20=0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,02×20= 0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,02×18 = 0,36
4	Dalle pleine en béton armé	15	25	25×0,12 = 3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,02×18 = 0,36
Total				G1 = 5,31
Total				Q = 3,5

b.2) Garde-corps des balcons :

Tableau III.27- La descente des charges d'un Garde-corps des balcons.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Charges permanents (Surfacique) (KN / m ²)
1	Enduit de ciment extérieur	2	18	0,02×18=0,36
2	Brique creuse	10	0,09	0,90
3	Enduit de ciment intérieur	2	18	0,02×18=0,36
Total				G2 = 1,62

c) Calcul des sollicitations :

3. ELU :

$$G1 = 5,31 \text{ KN / m}^2; G2 = 1,62 \text{ KN / m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = 1,35 (G1+G2) + 1,5Q = 1,35 (5,31 + 1,62) + 1,5 \times 3,5 = 14,61 \text{ KN / ml}$$

4. ELS :

$$q_s = (G1+G2) + Q = (5,31+1,62) + 3,5 = 10,43 \text{ KN / ml}$$

D'après la pàque (voire annexe 1 Méthode BAEL) :

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{array} \right.$$

Donc: $M_x = 0,77 \text{ KN. m}$; $M_y = 0,23 \text{ KN. m}$

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,65 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$\text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,38 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,115 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a = 0,38 \text{ KN.m}$$

d) **Calcul du ferrailage:**

❖ **Sur Travée :**

✓ **Sens L_x :**

1. Pour le calcul on prend une bande de 1m :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} \quad M_{tx} = 1,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,65 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,003)}}{2}$$

$$\beta = 0,998.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,65 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 13} = 0,14 \text{ cm}^2.$$

2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A'_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2,$$

3. Pourcentage minimal Art B-5,3,1 BAEL91:

$$A'_{\min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}; A; A'_{\min}) = 3,75 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T12 = 4,52 cm**

4. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

on adopte **4T10 = 3,14 cm²**

✓ **Sens L_y :**

$$M_{ty} = 0,19 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,19 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,0008 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,0008)}}{2}$$

$$\beta = 0,999.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,19 \times 10^3}{348 \times 0,999 \times 13} = 0,042 \text{ cm}^2.$$

1. Condition de non fragilité Art A-4.2.1 BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

2. Pourcentage minimal :

$$A'_{\min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min} ; A ; A'_{\min}) = 3,75 \text{ cm}^2$.

on adopte 4T12 = 4,52 cm².

3. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

on adopte 4T10 = 3,14 cm².

❖ Sur appui:

1. $M_a = 0,38 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,38 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,001 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,001)}}{2}$$

$$\beta = 0,999.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,38 \times 10^3}{348 \times 0,999 \times 13} = 0,08 \text{ cm}^2.$$

2. Condition de non fragilité Art A-4,2,1 BAEL91 :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

0,2 cm² > 1,57 cm² Condition non vérifiée

3. Pourcentage minimal Art B-5,3,1 BAEL91:

$$A'_{\min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min} ; A ; A'_{\min}) = 3,75 \text{ cm}^2$

on adopte 4T12 = 4,52 cm².

4. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

on adopte 4T10 = 3,14 cm².

Espacement Art A-8.2.42 BAEL91 :

✓ **Sens L_x :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm} ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33\text{cm}$$

On prend : e = 20cm

✓ **Sens L_y :**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40 \text{ cm}; 45\text{cm})$$

$$e \leq 40\text{cm}$$

on adopte e = 25cm.

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

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 14,61 \frac{0,8}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,46}{2}} = 4,75 \text{ KN}$$

$$V_y = 14,61 \frac{0,8}{3} = 3,89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \text{ Art A-5.1.1}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{4,75 \times 10^2}{13 \times 100} = 0,36 \text{ Kg / cm}^2 = 0,036 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,036 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifier}$$

Armatures transversales B.6.7. 2 BAEL91 :

$$\tau_u = 0,036 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

e) Vérification à l'état limite de service ELS :

$$q_s = 10,43 \text{ KN / ml}$$

D'après la pàque (voir annexe 1 Méthode BAEL) :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_x l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

Donc : $M_x = 0,58 \text{ KN.m}$; $M_y = 0,27 \text{ KN.m}$

1. En travée :

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_x = 0,49 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,22 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 0,49 \text{ KN.m}$$

Tableau III.28 - Vérification des contraintes en travée

Moment service	M_{ser}	0,49KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,66 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,66 \times 13 = 17,63 \text{ cm}^2$ $Y = -0,66 + \sqrt{0,66^2 + 17,63} = 3,59 \text{ cm}$	3,59 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	7545,83 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	0,065MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	0,23MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	9,17MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$ (A - 4,5,2 BAEL91)	0,23 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	9,17 < 400

2. En appui :

$$\text{Max} \begin{cases} M_a = 0,5 \times M_x = 0,29 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,13 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_a = 0,29 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.29 - Vérification des contraintes en appui.

Moment service	M_{ser}	0,29KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4,52}{100} = 0,66 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 0,66 \times 13 = 17,63 \text{ cm}^2$ $Y = -0,66 + \sqrt{0,66^2 + 17,63} = 3,59 \text{ cm}$	3,59 cm

Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	7545,83 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,04MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	0,14MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	5,65MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$ (A - 4,5,2 BAEL91)	0,14 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	5,65 < 400

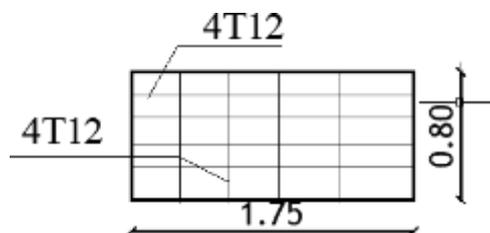


Figure III.28 - Ferrailage de balcon

III.6. Conclusion:

Dans le chapitre il a été en question de calculer les éléments secondaires qui ne participent pas directement au contreventement de la structure Ainsi ; les différents types de dalles pleines et escalier.

Nous nous sommes aussi intéressées à l'acrotère qui a été étudié en flexion composée. Un ferrailage adéquat a été adopté.

Chapitre IV :
Calcul des planchers

IV.1 Introduction:

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé:

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

IV.2. Fonctions nécessaires du plancher

- ✦ Rigidité aux déformations.
- ✦ Résistance mécanique.
- ✦ Isolation thermique
- ✦ Etanchéité.
- ✦ Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- ✦ Résistance à l'incendie accidentel.
- ✦ Economique de matières et de fabrication

IV.3 .Conception des planchers

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).

- **Calcul des efforts dans les poutrelles :**

a) **Tableau IV.1 : Charges supporté par les poutrelles.**

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.LU $N_u=1,35G+$ $1,5Q$	E.L.S $N_s=G + Q$
Plancher terrasse	6,79	1	10,66	7,79
Plancher étage Courant	5,84	1,5	10 ,13	7,34

- **Sollicitations combinées**

A) **Terrasse :** (b= **0,65**: largeur de la table de compression)

$$\text{E.L.U : } q_u = (10,66) \times 0,65 = 6,92 \text{KN/ml}$$

$$\text{E.L.S: } q_s = (7,79) \times 0,65 = 5,06 \text{KN/ml}$$

B) Etage courant RDC :

$$\text{ELU: } q_u = (10,13) \times 0,65 = 6,58 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = (7,34) \times 0,65 = 4,77 \text{ KN}$$

IV.4. Méthode de calcul

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe 3 méthodes qui sont :

- Méthode d'ALBERT Caquot.
- Méthode Forfaitaire.
- Méthode des Trois Moments.

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls.

1) Méthode Forfaitaire: (Art/B.6.2.21 BAEL 91)

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite la méthode forfaitaire. Cette méthode n'est applicable que si les "04" conditions suivantes sont vérifiées :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \text{ G})$
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre:

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad ; \quad 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

- Fissuration considérée comme peu préjudiciable.

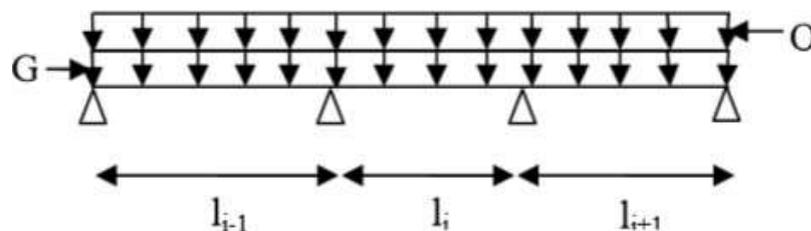


Figure IV.1: Schéma d'une poutre continue.

➤ Principe de la méthode:**A) Valeurs des moments:**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie et soit α le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

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

❖ **En travées :**

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- ✓ $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$
- ✓ $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$cas d'une travée intermédiaire
- ✓ $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$cas d'une travée de rive

M_0 : Le moment maximal isostatique dans la travée de référence à gauche ou à droite de L'appui considéré $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée considérée.

M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée considérée..

α : $Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanente set d'exploitations.

l : portée de la travée.

➤ **Sur appuis :**

❖ **Moment sur appui intermédiaires**

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.

$0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

❖ **Moment en appui de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictive égale à $(-0,15M_0)$.

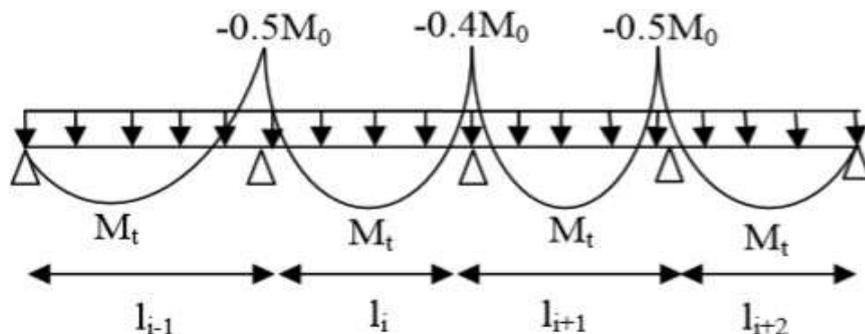


Figure IV. 2 : Moments d'une poutre à plus de 2 travées.

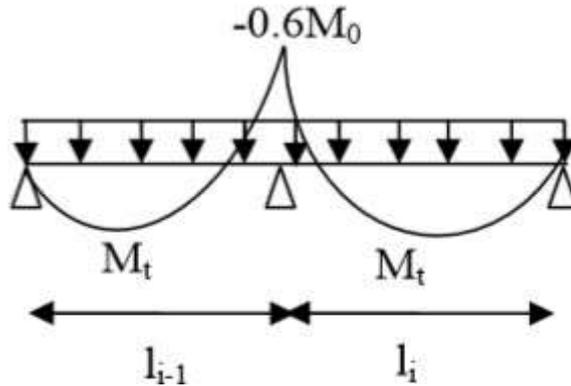


Figure IV.3 : Moments d'une poutre à 2 travées.

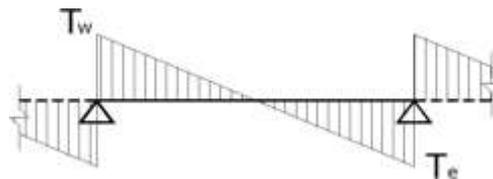
B) Efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$$

**2) Méthode d'ALBERT Caquot : (Art/B.6.2.221 BAEL 91):**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles.

➤ Principe de la méthode

Les moments d'un appui sont calculés en tenant compte des charges sur les travées encadrant ces appuis. C'est à dire la travée située à gauche de l'appui, qui sera affectée de l'indice "w", et la travée située à droite de l'appui, qui sera affectée de l'indice "e". Les charges uniformément réparties :

"P_w" sur la travée gauche & « » "P_e" sur la travée droite.

1) Valeurs des moments :**➤ Moment sur appui :**

- Moment sur appui : est calculé par la formule suivante

$$M_i = - \frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8,5 L_w' + L_e'} \dots$$

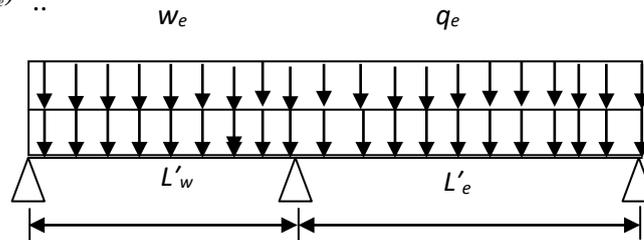


Figure IV.4 : Schéma d'une poutre continue.

Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente a gauche de l'appuis.

q_e : charge permanente a droite de l'appuis.

Pour travée de rive $\begin{cases} L'_w = L_w \\ L'_e = L_e \end{cases}$

Pour travée intermédiaire $\begin{cases} L'_w = 0,8 L_w \\ L'_e = 0,8 L_e \end{cases}$

➤ **Moment sur travée :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$M_{im} = \frac{P \times X_{im}^2}{2} + M_w$$

$$X_{im} = \frac{L}{2} \cdot \frac{M_w \cdot M_e}{qL}$$

X_{im} : Abscisses de la valeur max du moment en travée.

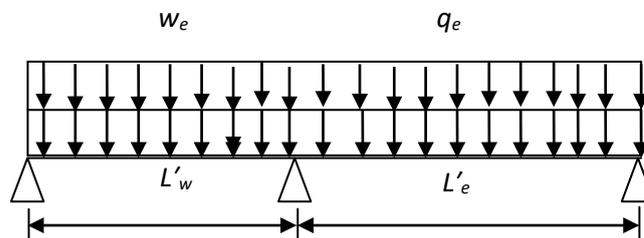


Figure IV.5 Schéma d'une poutre continue.

2) Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w - qL \end{cases}$$

C) Méthode de trois moments (Méthode RDM) :

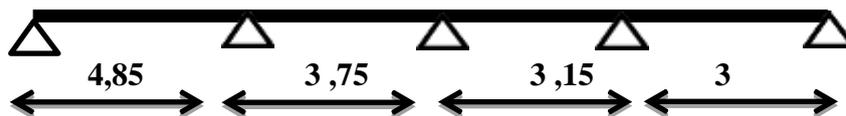
On applique cette méthode si la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée (la condition de fissuration). Dans ce cas on peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments. Cette méthode est définie par la formule suivante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6S_{i-1} / l_i - 6S_{i+1} / l_{i+1}$$

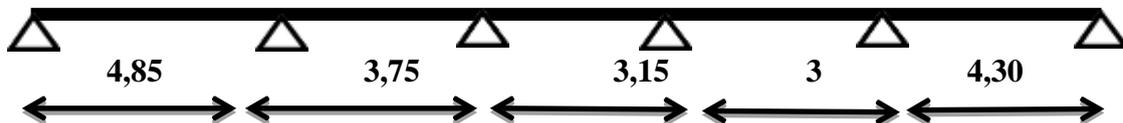
IV .5 . Planchers étage courant :

IV.5.1. Étude des poutrelles Planchers étages étage courant :

➤ Type 01 :



➤ Type 02:



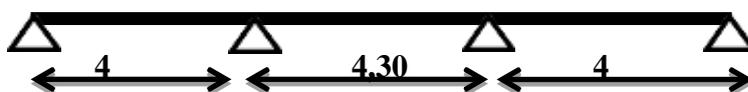
➤ . Type 03:



➤ . Type 04:



➤ Type 05:



a) **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$
- $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < (2G = 11,68 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \leq 11,68 \text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{Cte}$) Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau IV.2 : Rapport entre les travées successives de type 1

Travées	A_B	B_C	C_D	D_E
Portée (m)	4,85	3,75	3,15	3
Rapport	1,29	1,19	1,05	

Tableau IV.3 : Rapport entre les travées successives de type 2

Travées	A_B	B_C	C_D	D_E	E_F
Portée (m)	4,85	3,75	3,15	3	4,30
Rapport	1,29	1,19	1,05	0,69	

Tableau IV.4 : Rapport entre les travées successives de type 3

Travées	A_B	B_C	C_D	D_E	E_F	F_G
Portée (m)	4,85	3,75	3,15	3	4,30	4
Rapport	1,29	1,19	1,05	0,69	1,07	

Tableau IV.5 : Rapport entre les travées successives de type 4

Travées	A_B	B_C
Portée (m)	4,85	3,75
Rapport	1,29	

Tableau IV.6 : Rapport entre les travées successives de type 5

Travées	A_B	B_C	C_D
Portée (m)	4	4,30	4
Rapport	0,93		1,07

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,2 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que 4 conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Sollicitations :

Le plancher d'étage courant comporte « 05 » types des poutrelles.

D'où : $G = 5,84 \text{ kn / m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ kn / m}^2$

b.1) E.L.U

E.L.U : $q_u = (10,13) \times 0,65 = 6,58 \text{ KN/m}$

$\alpha = Q / (G + Q) = 1,5 / (5,84 + 1,5) = 0,20$

$(1 + 0,3\alpha = 1,06) > 1,05$ donc : on doit tenir compte de 1,06

$(1,2 + 0,3\alpha, 3\alpha = (\text{travée de rive}))$

$(1 + 0,3\alpha, 3\alpha = (\text{travée intermédiaire}))$

$q_u = 6,58 \text{ KN/m}$

b.2) E.L.S :

ELS: $q_s = (7,34) \times 0,65 = 4,77 \text{ KN}$

❖ Exemple de calcul type 01 :

• Moments fléchissant (isostatiques) :

$$M_0 = \frac{Q \cdot L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{6,58 \cdot 4,85^2}{8} = 19,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6,58 \cdot 3,75^2}{8} = 11,58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Moments sur appuis :

En appui (A) et (C) : $M_A = M_C = 0,2M_0$

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 3,86 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 2,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui(B)} : M_B = 0,6\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 11,6 \text{ KN.m}$$

• **Moments En travées :**

Travée (AB) et(BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{(AB)} \geq 1,15.M_{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 14,5 \text{ KN.m} \\ M_T^{(AB)} \geq 0,63.M_{AB} = 12,18 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 14,5 \text{ KN.m}$$

• **Efforts tranchants :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + q \frac{L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{3,86 - 11,6}{4,85} + 6,58 \frac{4,85}{2} = 14,36 \text{ KN} \\ T_e = \frac{3,86 - 11,6}{4,85} - 6,58 \frac{4,85}{2} = -17,55 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (BC)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{11,6 - 2,31}{3,75} + 6,58 \frac{3,75}{2} = 14,81 \text{ KN} \\ T_e = \frac{11,6 - 2,31}{3,75} - 6,58 \frac{3,75}{2} = -9,86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau. IV.7 : résultats des moments et effort tranchants à ELUest ELS

Type	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S					
			M (KN. m) et T(KN)						M (KN. m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	A_B	4,85	19,34	3,86	11,6	14,5	14,36	-17,55	14,02	2,80	8,41	10,51	10 ,41	-12,72
	B_C	3,75	11 ,58	11,6	2,31	7,29	14,81	-9 ,86	8,38	8,41	1,67	12,71	10,74	-7,14
	C_D	3,15	8 ,16	1,63	4,89	6,12	9,32	-11,39	5 ,91	1,18	3,54	4,43	6,76	-8,2 6
	D_E	3	7,40	4,89	1,48	5,32	11,00	-8,73	5 ,36	3,54	1,07	3,85	7,97	-6,33
2	E-F	4,30	15,20	3,04	9,12	11,57	12,73	-15,56	11,02	2,20	6,6	8,26	9,16	-11,21
3	F-G	4	13,16	9,12	2,63	9,25	14,78	-11,53	9,54	6,6	1,9	6,71	10,65	-8,3
4	AB	4,85	19,34	3,86	11,6	14,5	14,36	-17,55	14,02	2,80	8,41	10,51	10 ,41	-12,72
	BC	3,75	11 ,58	11,6	2,31	7,29	14,81	-9 ,86	8,38	8,41	1,67	12,71	10,74	-7,14
5	CD	4	13,16	9,12	2,63	9,25	14,78	-11,53	9,54	6,6	1,9	6,71	10,65	-8,3
	DE	4,30	15,20	3,04	9,12	11,57	12,73	-15,56	11,02	2,20	6,6	8,26	9,16	-11,21
	EF	4	13,16	9,12	2,63	9,25	14,78	-11,53	9,54	6,6	1,9	6,71	10,65	-8,3

Les sollicitations :

$$\begin{cases} M_{0\max} &= 19,34 \text{ KN.m} \\ M_{t\max} &= 14,5 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} &= 2,31 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} &= 11,6 \text{ KN.m} \\ T_{\max} &= 14,81 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5.2. Ferrailage longitudinal :

IV.5.2.1. Ferrailage en travée :

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{TU} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left[0,04 - \frac{0,04}{2} \right] = 73,8$$

$$b = 65\text{cm} ; h = 24\text{cm} ; d = 22\text{cm} ; \sigma_b = 14,2\text{MPa}.$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de comprimés, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$). (Annexe de l'organigramme de section rectangulaire).

$$M_{t\max} = 14,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14,5 \times 10^6}{14,2 \times 650 \times 220^2} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,98$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14,5 \times 10^6}{348 \times 0,98 \times 220} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

IV.5.2.2. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_t}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 220 \times 2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$1,93 \text{ cm}^2 \geq 1,72 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A) = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

IV.5.2.3. Ferrailage appuis :

❖ Sur appuis intermédiaires :

$$M_{a\max} = 11,6 \text{ kN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm} \quad d = 22 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11.6 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 220^2} = 0.16 < \mu_l = 0.392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.91$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11.6 \times 10^6}{348 \times 0.91 \times 220} = 1.66 \text{ cm}^2$$

1) Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 220 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$1.66 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend : } A_a = \max (A_{\min}, A) = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } \mathbf{2T12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

IV .5.2.4. Sur les appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{6.58 \times 4.85^2}{8} = 19.34 \text{ KN .m}$$

$$M_{\text{ap}} = 0.15 M_0 = 2.90 \text{ KN .m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2.90 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 220^2} = 0.04 < 0.392$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.97$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2.90 \times 10^6}{348 \times 0.97 \times 220} = 0.39 \text{ cm}^2$$

1. Condition de non fragilité Art A-4.2.1/ BAEL91 :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$0.39 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max (A_{\min} ; A) = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } \mathbf{1T12 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 14.81 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{14.81 \times 10^3}{100 \times 220} = 0.67 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible **Art A.5.1. 211 BAEL91**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

IV .6.Ferrailage transversal art. A.7.2.2BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{t \min} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{240}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = 6.85$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$ on adopte **2Ø8 = 1.01 cm²**

1. Calcul de l'espacement (Art.A.5.1, 23 BAEL9) :

$$S_t \leq 0.9 \times f_e \times A_s \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$S_t \leq 0,9 \times 400 \times \frac{0,45}{10 \times (0,67 - 0,3 \times 2,1)} = 41,5 \text{ cm}$$

On obtient $S_t \leq \min(0,9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19,8$

$$S_t \leq \frac{0,45 \times 400}{0,4 \times 10} = 46 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_{t0} = 0,003 \times s \times b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,46 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0,45 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2.L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91 :

➤ Pour Appuis de rive :

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 132 \text{ KN}$$

14.81 KN ≤ 132 KN Condition vérifiée.

➤ Pour un appui intermédiaire :

3) Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art A.5.1.321/ BAEL91 :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s \left[M_u \right]}{f_e \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right]}$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[14,81 + \frac{19,34 \times 10^2}{0.9 \times 22} \right] = 0.32 \text{ cm}^2$$

1.13 cm² > 0.32 cm² Condition vérifiée.

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV .6.1.Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0.9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\frac{14.81 \times 27.5 \times 10}{0.9 \times 65 \times 22 \times 24} = 0.79 \text{ Mpa} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée.}$$

IV .6.2 :Vérification à l'état limite de service ELS :

ELS : M_{t max} = 14.81KN.m ; M_{a max} = 11.6KN.m

1) Sur travée ;

Tableau IV.8 : Vérification des contraintes en travée.

Moment service	M _{ser}	14.81KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.36}{65} = 0.54 \text{ cm}$ $E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0.54 \times 22 = 23.76 \text{ cm}^2$ $Y = -0.54 + \sqrt{0.54^2 + 23.76} = 4.36 \text{ cm}$	4.36cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 \frac{A}{s} (d - y)^2$ $I = (65 \cdot (4.36)^3 / 3) + 15 \times 2.36 (22 - 4.36)^2 = 196107.49 \text{ cm}^4$	196107.49cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.75Mpa/cm

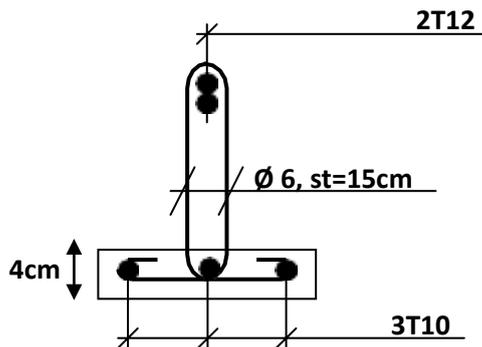
Contrainte dans le béton	$\sigma_B = K \cdot y$	3.27MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_S = 15 K (d - y)$	198.45MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.27 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min(267 ; 202) = 202 \text{ MPa}$	198.45 < 202

2) Sur appui :

Tableau IV.9: Vérification des contraintes en appui

Moment service	M_{ser}	11.6KN. m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.36}{65} = 0.54 \text{ cm}$ $E = 2.D.d = 2 \times 0.54 \times 22 = 23.76 \text{ cm}^2$ $Y = -0.52 + \sqrt{0.54^2 + 23.76} = 4.36 \text{ cm}$	4.36cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$ $I = (65 \cdot (4.36)^3 / 3) + 15 \times 2.36 (22 - 4.36)^2 = 12811.17 \text{ cm}^4$	12811.17cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0.90Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	3.92MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_S = 15 K (d - y)$	238.14 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.92 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ $\sigma_S \leq \bar{\sigma}$	238.14 ≤ 400

Sur appui intermédiaire



En travée

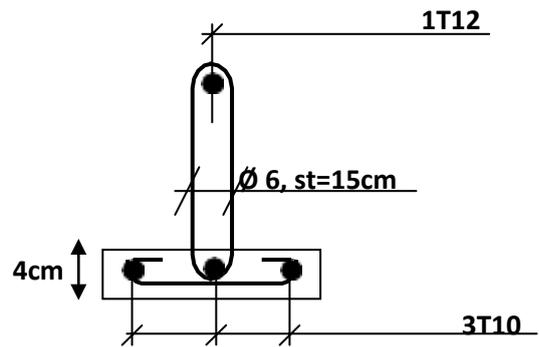


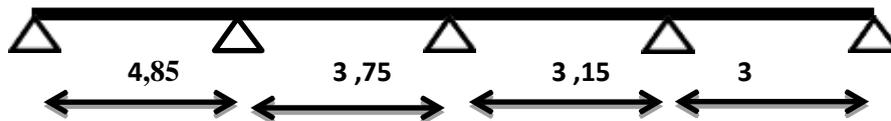
Figure IV.6: Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Etage courant.

IV.7 . Planchers terrasse :

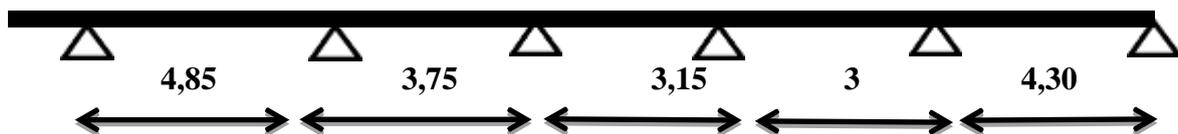
IV.7.1 Étude des poutrelles Planchers Terrasse :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

➤ Type 01 :



➤ Type 02:



➤ Type 03:



➤ Type 04:



➤ Type 05:



La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- $Q = 1 \text{ kN/m}^2 < (2G = 13,58 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- $Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq 13,58 \text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{Cte}$) Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau IV.10 : Rapport entre les travées successives de type 1

Travées	A_B	B_C	C_D	D_E
Portée (m)	4,85	3,75	3,15	3
Rapport	1,29	1,19	1,05	

Tableau IV.11: Rapport entre les travées successives de type 2

Travées	A_B	B_C	C_D	D_E	E_F
Portée (m)	4,85	3,75	3,15	3	4,30
Rapport	1,29	1,19	1,05	0,69	

Tableau IV.12: Rapport entre les travées successives de type 3

Travées	A_B	B_C	C_D	D_E	E_F	F_G
Portée (m)	4,85	3,75	3,15	3	4,30	4
Rapport	1,29	1,19	1,05	0,69	1,07	

Tableau IV.13 : Rapport entre les travées successives de type 4

Travées	A_B	B_C
Portée (m)	4,85	3,75

Tableau IV.14- Rapport entre les travées successives de type 5

Travées	A_B	B_C	C_D
Portée (m)	4	4,30	4
Rapport	0,93	1,07	

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \text{ Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 3^{ème} et 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, presque le rapport entre les travées successives n'est pas applicable en plus n'est pas vérifiée la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse). On propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode d'ALBERT CAQUOT.

Tableau. IV.15: résultats des moments et effort tranchants à ELUest ELS

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	A-B	4,85	20.34	4.06	12.2	15.3	15.1	-18.5	15	3	9	11.3	11.1	-13.6
	B-C	3,75	12.16	12.2	2.43	7.7	14.9	-11.09	8.96	9	1.79	5.64	11.5	-7.64
	C-D	3,15	8.58	1.71	5.14	6.44	9.8	-11.98	6.32	1.3	3.8	4.71	7.23	-8.82
	D-E	3	7.78	5.14	1.55	5.6	11.6	-9.2	5.73	3.8	1.14	4.11	9	-6.8
2	E-F	4,30	15.99	3.19	9.59	15.41	13.4	-16.4	11.8	2.36	7.08	8.5	9.7	-12.2
3	F-G	4	13.84	9.59	2.76	9.74	15.5	-12.13	10.2	7.08	2.04	7.17	11.6	-8.8
4	A-B	4,85	20.34	4.06	12.2	15.3	15.1	-18.5	15	3	9	11.3	11.1	-13.6
	B-C	3,75	12.16	12.2	2.43	7.7	14.9	-11.09	8.96	9	1.79	5.64	11.5	-7.64
5	C-D	4	13.84	2.76	9.59	9.74	15.5	-12.13	10.2	2.04	7.08	7.17	11.6	-8.8
	D-E	4,30	15.99	9.59	3.19	15.41	13.4	-16.4	11.8	7.08	2.36	8.5	9.7	-12.2
	E-F	4	13.84	2.76	9.59	9.74	15.5	-12.13	10.2	2.04	7.08	7.17	11.6	-8.8

Les sollicitations

$$\begin{cases} M_{0\max} = 20,34 \text{ KN.m} \\ M_{t\max} = 15,5 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 2,76 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 12,2 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = -18,5 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.7 .2.Ferraillage longitudinal :

A)Ferraillage en travée :

$$M_{Tu} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{TU} = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 73,8 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{Tu} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compressions, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b \times h$), (Annexede l'organigramme de section rectangulaire).

$$M_{t\max} = 15,5 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 24 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15,5 \times 10^6}{14,2 \times 650 \times 220^2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,979$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15,5 \times 10^6}{348 \times 0,979 \times 220} = 2,1 \text{ cm}^2$$

1. Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 650 \times 220 \times 2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

2. Pourcentage minimal BEAL Art B.6.4 :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 24 \times 65 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 2,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

B) Ferraillage en appuis :

❖ Aux appuis intermédiaires:

$$M_{a\max} = 12,2 \text{ kN.m}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm} \quad d = 22 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12,2 \times 10^6}{14,2 \times 100 \times 220^2} = 0,17 < \mu l = 0,392 \leftrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,90$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12,2 \times 10^6}{348 \times 0,9 \times 220} = 1,87 \text{ cm}^2$$

1) Condition de non fragilité Art A-4.2.1.BAEL91 :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 220 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

2) Pourcentage minimal Beal art B.6.4 :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 24 \times 10 = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A, A'_{\min}) = 1,87 \text{ cm}^2$$

Choix **2T12 = 2,26 cm²**.

➤ Aux appuis de rive :

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,15 MO.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,92 \times 4,85^2}{8} = 20,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,15 M_0 = 3,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3,05 \times 10^6}{14,2 \times 100 \times 220^2} = 0,04 < 0,392$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,98$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3,05 \times 10^6}{348 \times 0,98 \times 220} = 0,46 \text{ cm}^2$$

A) Condition de non fragilité Art A-4,2,1/ BAEL91 :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$0,46 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min} ; A) = 0,46 \text{ cm}^2$$

on adopte **1T12 = 1,13 cm²**

B) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 18,5 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{18,5 \times 10^3}{100 \times 220} = 0,84 \text{ Mpa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

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

IV.7.3. Ferrailage transversal Art. A.7.2.2 BAEL91 :

Diamètre des armatures transversal:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{t \min} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{240}{35}, \frac{100}{10}, 10 \right\} = 6,85$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$ on adopte $2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

1) Calcul de l'espacement (Art .A.5.1.23 BAEL9) :

St: Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0,9 \times f_e \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t,28})} K$$

$K = 1 \Rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$S_t \leq 0,9 \times 400 \times \frac{0,45}{10 \times (0,84 - 0,3 \times 2,1)} = 77,14 \text{ cm}$$

On obtient $S_t \leq \min(0,9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19,8$

$$S_t \leq \frac{0,45 \times 400}{0,4 \times 10} = 46 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA99 modifié 2003 articles 7.5.2.2 :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times s_t \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0,45 \text{ cm}^2 \quad \text{CV Influence}$$

2) L'effort tranchant aux voisinages des appuis BAEL91 :

➤ Pour Appuis de rive :

Influence sur le béton : on doit vérifier que

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 132 \text{ KN}$$

$$18,5 \text{ KN} \leq 132 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

➤ Pour un appui intermédiaire :

3) Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art A.5.1.3. 21/

BAEL91 :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[18,5 + \frac{20,34 \times 10^2}{0,9 \times 22} \right] = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$2,36 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

IV.7.4. Vérification de liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 \cdot b \cdot d \cdot h} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 10}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\frac{20,5 \times 27,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 22 \times 24} = 0,20 \text{ Mpa} \leq \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

IV.7.4.1. Vérification à l'état limite de service ELS :

ELS : $M_{t \max} = -18,5 \text{ KN.m}$; $M_{a \max} = 12,2 \text{ KN.m}$

Tableau IV.16- Vérification des contraintes- Sur travée

Moment service	M_{ser}	18,5 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,36}{65} = 0,54 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,54 \times 22 = 23,76 \text{ cm}^2$ $Y = -0,78 + \sqrt{0,54^2 + 23,76} = 4,36 \text{ cm}$	4,36cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 \frac{A}{s} (d - y)^2$	196107,49cm ⁴
Coefficient	$K = M_{\text{ser}} / I$	0,75Mpa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_B = K \cdot y$	3,27MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	198,45 MPa

Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$ (A - 4,5,2 BAEL91)	3,27 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	198,45 < 400

Tableau IV.17: Vérification des contraintes-Sur appui

Moment service	M_{ser}	12,2KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15\frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,36}{65} = 0,54 \text{ cm}$ $E = 2, \times D \times d = 2 \times 0,54 \times 22 = 23,76 \text{ cm}^2$ $Y = -0,78 + \sqrt{0,54^2 + 23,76} = 4,36 \text{ cm}$	5,36cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A (d - y)^2$	12811.17cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,90MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	3,92MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	238,14MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$ (A - 4,5,2 BAEL91)	3,92 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	238,14 < 400

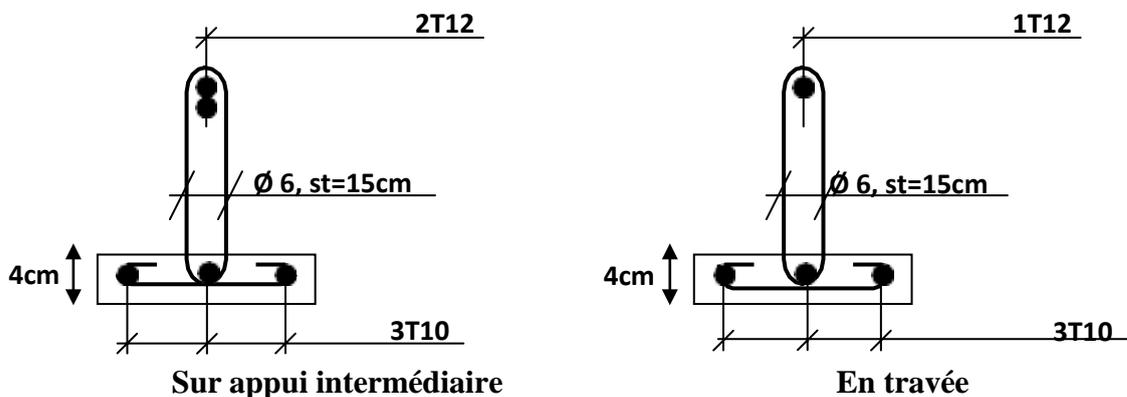


Figure IV.7 .Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse.

IV.7.4.2. Ferrailage de la dalle de compression :

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e}$$

Avec : L : distance entre l'axe des poutrelles (L=65 cm).

$$f_e = 500$$

$$A \geq 4 \cdot \frac{L}{f_e} = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés de (150x150) de diamètre Ø6.

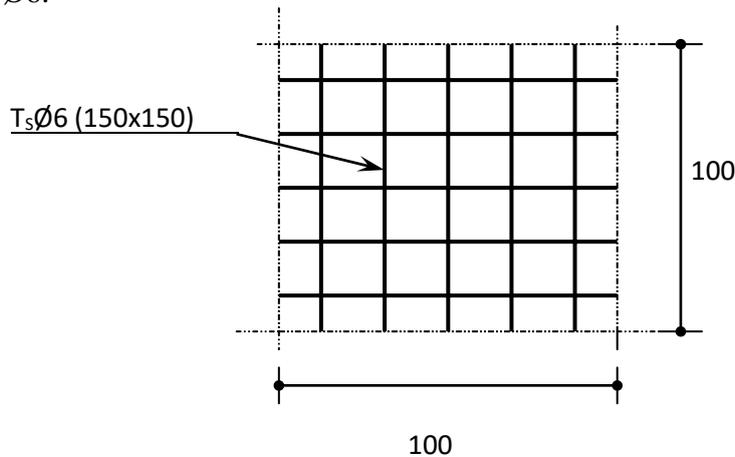


Figure IV.8 : Schéma de ferrailage

IV.8. Conclusion:

Le plancher est un élément porteur, généralement horizontal, dont deux dimensions sont grandes par rapport à l'épaisseur. Ils sont très répandus dans les constructions courantes ou ils accomplissent un rôle structurel de première importance. Les procédures de calcul diffèrent à savoir les règles de dimensionnement, de calcul de sollicitations, de disposition de ferrillages, etc. d'où leur analyse reste effectivement assez difficile.

Chapitre V
Étude Sismique

V.1. Introduction:

V.1.1. Définition d'un séisme:

Il est nécessaire d'étudier le comportement dynamique ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.1.2. Causes du séisme:

- ✓ Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- ✓ Actions de l'eau souterraine.
- ✓ Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

V.1.3. Effets du séisme sur les structures:

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

V.1.4. L'étude sismique :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

V.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3. Méthodes de calcul:

Selon le RPA 99/ version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

V.3.1. Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2. 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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3. Choix de la méthode :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2) (RPA 99 V.2003), D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4. Modélisation :

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

V.4.1. Modélisation des structures :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «ETABS V9.7.4» qui peut les calculer suivant différentes méthodes :(Réponse Spectrum Fonction, Time History Fonction, ...) «Réponse Spectrum Fonction » a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) ;

- Seul 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%.

V.4.2. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4 :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABSV9.7.4 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité β selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.4.3. Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre :

- **Modélisation de la structure**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe a cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. c'est pour cela qu'on fait souvent appel a des modélisation qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage a étudié.

V.5. Évaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

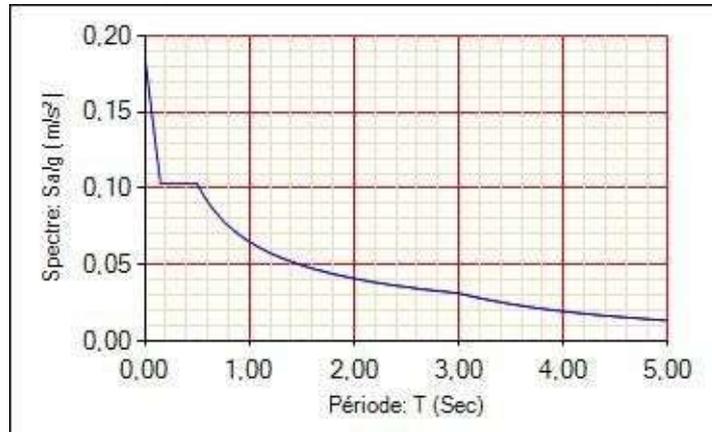


Figure V-1: Spectre de réponse.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta \left(1,25A \right) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(1,25A \right) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5 \eta \left(1,25A \right) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{S_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

V.6. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

➤ **Coefficient d'accélération de zone «A »**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0,15$$

➤ **Pourcentage d'amortissement critique « ξ »**

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

➤ **Le facteur de correction d'amortissement « η »**

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$$

➤ **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 :

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

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q : Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

-Sol meuble (site 3) $\Rightarrow T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

On à : $0 \leq T_1 \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,15 \leq 0,5$

$$T = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

T : la valeur de la période fondamentale.

h_N : 18,70m.

C_t : 0,050.

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T = C_t h_N^{3/4} = 0,050 \times 18,70^{3/4} = 0,449 \text{ s.}$$

$$T_x = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,331 \text{ s} \quad \text{avec : } D_x = 25,82 \text{ m.}$$

$$T_y = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D_Y}} = 0,331 \text{ s} \quad \text{avec : } D_y = 25,82 \text{ m} .$$

Dans ce cas, il y lieu de retenir dans chaque direction considéré la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par : $T = 0,331 \text{ s}$.

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne « D »**

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2\alpha} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2\alpha} \left(\frac{3}{T} \right)^{5\alpha} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

On a : $\alpha = 0,5 \text{ s}$; $T = 0,331 \text{ s}$

• **Sens-x**

$$D_x = 2,5\eta = 2,20 \text{ m}.$$

• **Sens-y**

$$D_y = 2,5\eta = 2,20 \text{ m}$$

➤ **Coefficient de comportement de la structure « R »**

Portique contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$.

➤ **Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »**

Tableau V-1: Valeurs de la pénalité P_q .

Critère q	P_q	
	observé	Non observé
1. Condition minimale sur les filles de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. La régularité en plan	/	0,05
4. La régularité en élévation	0	/
5. Contrôle la qualité des matériaux	/	0,05
6. Contrôle la qualité de l'exécution	/	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum P_q$

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20 \rightarrow Q = 1,20$$

V.6.1. La masse de la structure «W»

La valeur W à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau de la structure $= \sum W_i$ avec $W_i = G_i + \beta P_i$.

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

➤ coefficient de pondération « β » :

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) $\Rightarrow \beta = 0,2$

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

Tableau V-2: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).

Éléments	Poids (KN)	R.D.C	-1 ^{er} -4 ^{ème}	Terrasse
Acrotère	$G_a \times \sum l$	/	/	195,81
Plancher	$G \times S$	1664,16	1934,87	1934,87
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	544	309,25	154,62
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	460,41	460,41	460,41
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	346,71	346,71	346,71
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times H_t \times \sum l$	359,67	323,70	161,85
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \sum l$	583,44	525,09	262,54
Escaliers	$G \times S$	69,84	69,84	/
Balcons	$G \times S$	25,8	26,31	26,31
Dalle plein	$G \times S$	157,58	106,26	106,26
Charge permanente	$\sum G_i$	4211,61	4102,14	3649,46
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	401,18	440,16	293,44
Poids total w_i	$G + \beta \times P$	4291,84	4190,17	3708,15
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	24760,67		

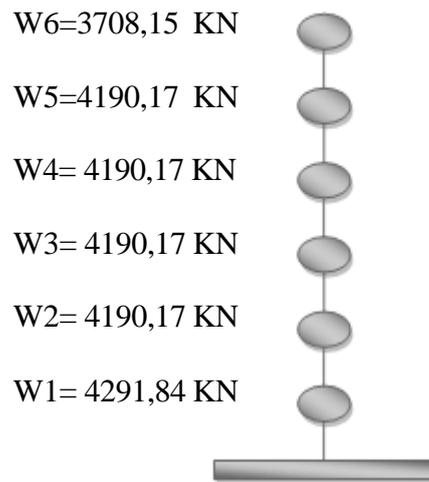


Figure V-2: Poids de chaque étage.

V.7. Calcul de l'excentricité:

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

➤ **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

➤ **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par la R.P.A 99/ Version 2003 Article 4.2.7 est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \left(\begin{array}{l} e_{ax} = 0,05 \times L_x \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y \end{array} \right)$$

$$e_a = \max \left(\begin{array}{l} e_{ax} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 25,82 = 1,291 \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 25,82 = 1,291 \end{array} \right)$$

$$e_a = 1,291$$

Les valeurs du centre de rigidité et centre de masse données par logiciel ETABSV 9.7.4 sont montrées dans le Tableau V.3

Tableau V-3 : Vérification de l'excentricité

Niveau	Poids KN	Masse sismique M(KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
			X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
5	3708,15	360,9	11,92 9	13,47 1	12,61 7	12,93 5	0,688	0,536
4	4190,1 7	370,246	11,84 2	13,51 9	12,75	12,80 8	0,908	0,711
3	4190,17	372,685	11,83	1,522	12,29 6	12,26	0,466	1,262
2	4190,17	372,685	11,83	13,52 2	12,19 8	12,36 3	0,368	1,159
1	4190,17	372,685	11,83	13,52 2	12,96 4	12,59 7	0,134	0,925
RDC	4291,84	479,988	11,44 6	13,92 7	12,73 5	12,79 9	1,289	1,128

V.8. Définition de la source de masse

Dans ETABS V9.7.4, l'utilisateur a la possibilité de choisir l'une des trois options pour définir la source de la masse d'une structure.

Cliquez (define menu) → (Mass source command) Afficher la source de masse définie à partir des options suivantes apparaissent :

- **From Self and Specified Mass** : Chaque élément structurel a une propriété matérielle qui lui est associée; l'un des éléments spécifiés dans les propriétés du matériau est une masse par unité de volume. Lorsque cette case est cochée, ETABS V9.7.4 détermine la masse du bâtiment associée à la masse de l'élément en multipliant le volume de chaque élément structurel multiplié par sa masse spécifiée par unité de volume. C'est la valeur par défaut.
- **From Loads** : Cela spécifie une combinaison de charges qui définit essentiellement la masse de la structure. La masse est égale au poids défini par la combinaison de charges divisée par le multiplicateur gravitationnel, g. Seules les charges globales dans la direction Z sont prises en

compte lors du calcul de la masse. Cette masse est appliquée à chaque joint de la structure sur une base tributaire dans les trois directions de translation.

- **From Self and Specific Mass and Loads** : Utilisez cette option pour combiner les deux autres options, en tenant compte du poids propre, de la masse spécifiée et des charges dans la même analyse. Avec cette option, ETABS V9.7.4 ajoute les masses suivantes :
 - **Self Weight** : Masse de construction associée à la masse de l'élément obtenue en multipliant le volume de chaque élément structurel multiplié par sa masse spécifiée par unité de volume.
 - **Loads** : Poids défini par la combinaison de charges divisée par le multiplicateur gravitationnel, g. Seules les charges globales dans la direction Z sont prises en compte lors du calcul de la masse.
 - **Specified Mass** : Masse supplémentaire possible affectée à la prise en compte des partitions, du revêtement, etc.

V.9. Disposition des voiles

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure disposition c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes

(RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V-3.

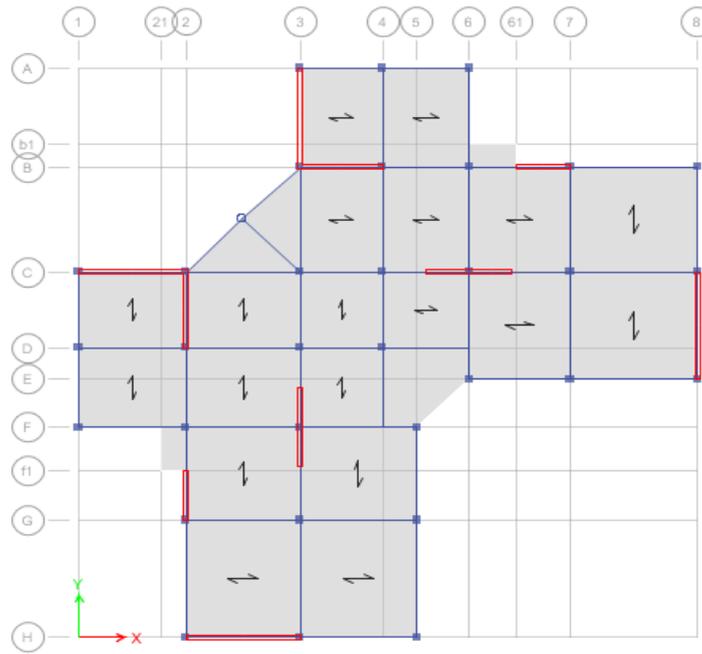


Figure V-3: Disposition des voiles.

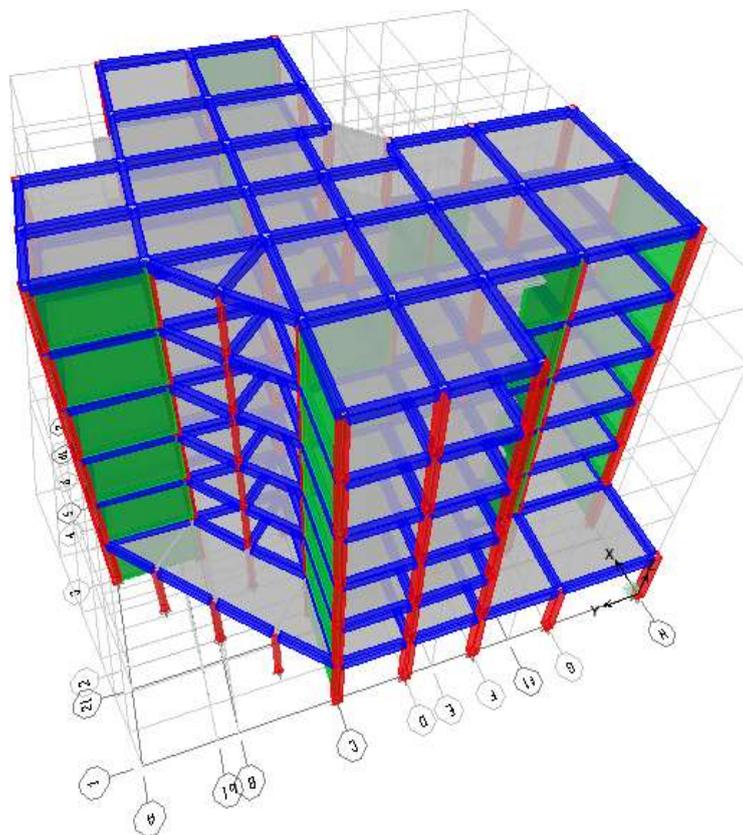


Figure V-4: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.7.4.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

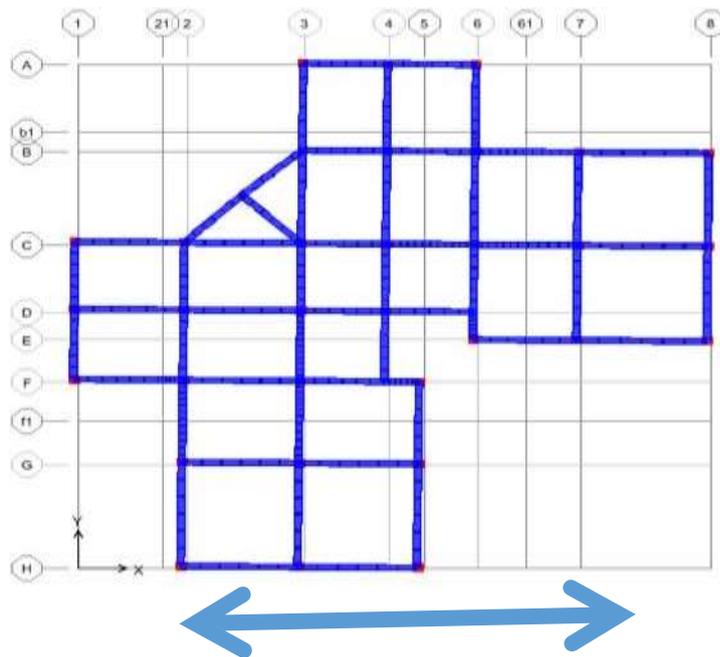
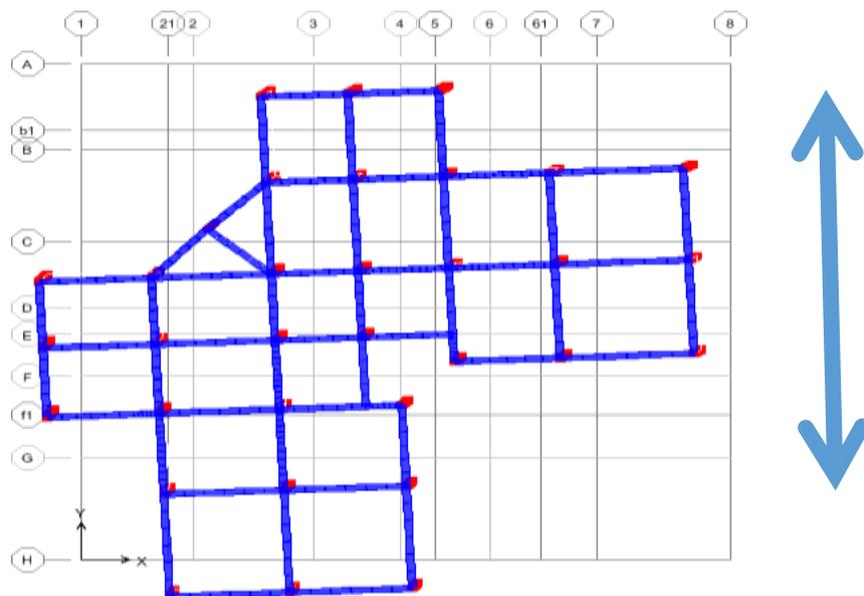


Figure V-5: Première mode principal de vibration suivant x.



FigureV-6: Deuxième mode principal de vibration suivant y.

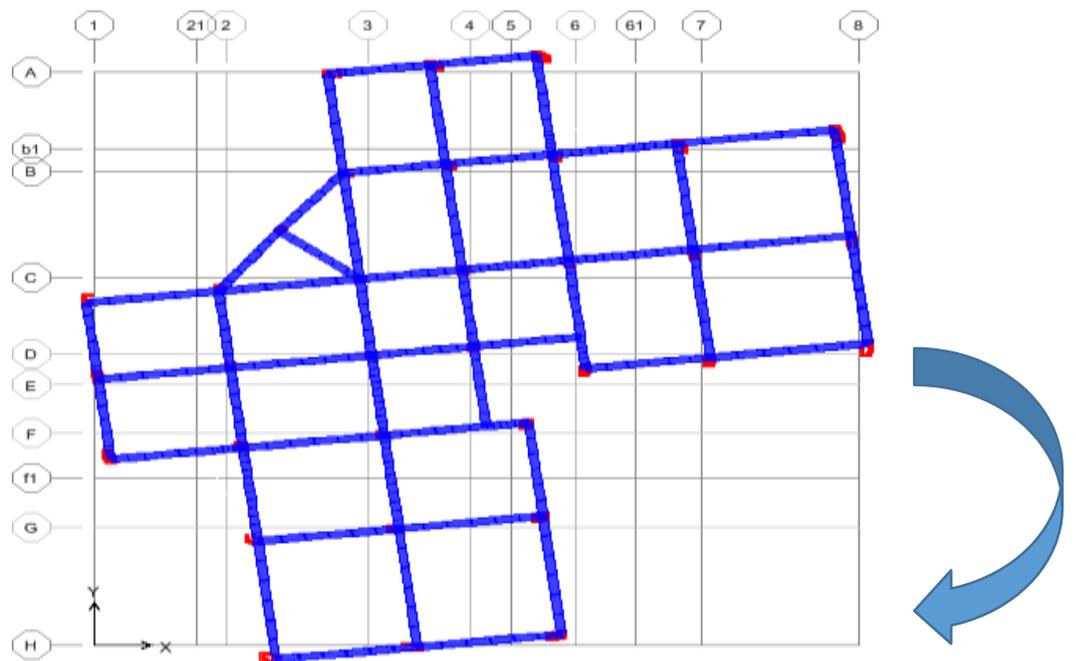


Figure V-7: Troisième mode principal de vibration en torsion.

V.10. Vérification vis-à-vis articles RPA :

V.10.1. Cas (From Self and Specific Mass and Loads):

V.10.1.1. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA 2003) :

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$T_{dyn} = 0,386 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} = 1,30 \times 0,327 = 0,425 \text{ sec} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Tableau V-4: Calage de la période.

Mode	Période dynamique [sec]	Vérification Art 4.2.4 RPA 2003
1	0,386791	$T_d < 1.3T_{stat} = 0,425 \text{ s} \dots$ Condition vérifiée
2	0,318947	$T_d < 1.3T_{stat} = 0,425 \text{ s} \dots$ Condition vérifiée
3	0,30218	$T_d < 1.3T_{stat} = 0,425 \text{ s} \dots$ Condition vérifiée

TableauV-5: Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période (S)
1	0,386791
2	0,318947
3	0,30218
4	0,089881
5	0,073556
6	0,063733
7	0,039645
8	0,034645
9	0,02925
10	0,024286
11	0,022696
12	0,022069

V.10.1.2. Calcul des coefficients de participation modale (Art 4.3.4 RPA 2003) :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 24760,67 \text{ KN}$$

Le logiciel ETAPS V9.7.4 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau V-6: Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,386791	31,9648	34,0901	31,9648	34,0901
2	0,318947	36,3122	31,2388	68,2769	65,3289
3	0,30218	0,0907	3,024	68,3676	68,3529
4	0,089881	9,2417	9,4491	77,6093	77,802
5	0,073556	11,3208	10,5464	88,9301	88,3484
6	0,063733	0,5929	1,1955	89,523	89,5439
7	0,039645	3,7171	3,5752	93,2402	93,1192
8	0,034645	3,4295	3,4107	96,6696	96,5299
9	0,02925	0,1595	0,2893	96,8292	96,8191
10	0,024286	1,523	1,1277	98,3522	97,9468
11	0,022696	0,7657	1,1895	99,1179	99,1363
12	0,022069	0,0045	0,0038	99,1224	99,1402

a- Sens longitudinal :

$\sum \alpha \geq 90\% \Rightarrow 99,12\% \geq 90\%$ Condition vérifiée.

b- Sens transversal :

$\sum \alpha \geq 90\% \Rightarrow 99,14\% \geq 90\%$ Condition vérifiée.

V.10.1.3. Calcul de la force sismique (Art 4.3.6 RPA 2003):

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

- A=0,15
- D=2,20
- Q=1,20
- W=2 4582 .30 KN
- R=4

Tableau V-7: Vérification des forces sismiques.

V_{st} (KN)	Vérification	
	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
2433.65	$V_{dx} = 2030,9 > 80\%V_{st} = 1946,91$ Condition vérifiée.	$V_{dy} = 2018,3 > 80\%V_{st} = 1946,91$ Condition vérifiée.

V.10.1.4. Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA 2003) :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec } : \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V-8: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Δx (m)	Δy (m)
	δ_{ex}	δ_K	δ_{ey}	δ_K		
5	0,0049	0,0196	0,0051	0,0204	0,0002	0,0001
4	0,0051	0,0205	0,0052	0,0211	0,0001	0,0000
3	0,0050	0,0203	0,0052	0,0209	0,0004	0,0005
2	0,0046	0,0184	0,0047	0,0189	0,0011	0,0011
1	0,0035	0,0142	0,0036	0,0145	0,0018	0,0018
RDC	0,0017	0,0071	0,0018	0,0073	0,0017	0,00

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% h_e = 0,0306$; donc la condition est vérifiée.

V.10.1.5. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA 2003) :

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K »

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_i + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

$$V_K = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si } T > 0,7\text{sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7\text{sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,43 \text{ Sec} \leq 0,7\text{Sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque .

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i ; j$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

$$\begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ \text{Si } : \begin{cases} 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifier les effets de } \frac{1}{(1 - \theta_K)} \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases} \end{cases}$$

Tableau V-9: Vérification à l'effet P-Δ.

Niveau	hauteur	Wi	Pk	Sens x			Sens y		
				Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
5	18,70	3708,15	3708,15	0,000 2	523,25	0,0265	0,0001	520,0	0,0133
4	15,64	4190,17	7898,32	0,000 1	1017,76	0,0121	0,0000	1011,4	0,0000
3	12,58	4190,17	12088,49	0,000 4	1415,52	0,0429	0,0005	1406,7	0,0541
2	9,52	4190,17	16278,66	0,001 1	1716,53	0,0993	0,0011	1705,8	0,0999
1	6,46	4190,17	20468,83	0,001 8	1920,79	0,0239	0,0018	1908,8	0,0247
RDC	3,40	4291,84	24760,67	0,001 7	2030,90	0,0704	0,00	2018,3	0,0000

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme, malgré l'augmentation des charges.

V.10.1.6. Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur due aux charges verticales, $M_s = \frac{wl}{2}$

M_r : Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

W : Poids du bâtiment

- Sens longitudinal

$$M_s = \frac{W}{2} L_x = \frac{24760,67 \times 25,82}{2} \rightarrow M_s = 319660,24$$

$$M_r = 16496,92$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 19,37 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La stabilité renversement est vérifiée dans le sens X .

- **Sens transversal**

$$M_s = \frac{W}{2} L_y = \frac{24760,67 \times 25,82}{2} \rightarrow M_s = 319660,24$$

$$M_r = 16496,92$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 19,37 \geq 1,5 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La stabilité renversement est vérifiée dans le sens Y.

V.11. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et en équilibrant entre le critère de résistance et le économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le R.P.A 99/Version 2003, ce qui nous a permis de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre VI :
Etude des éléments
structuraux

VI.1 Introduction:

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations. utilisé l'outil informatique à travers le logiciel ETABS V. 9.7.4 qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2 Ferrailage des poteaux :

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- N_{max} \longrightarrow $M_{correspondant}$
- N_{min} \longrightarrow $M_{correspondant}$
- M_{max} \longrightarrow $N_{correspondant}$

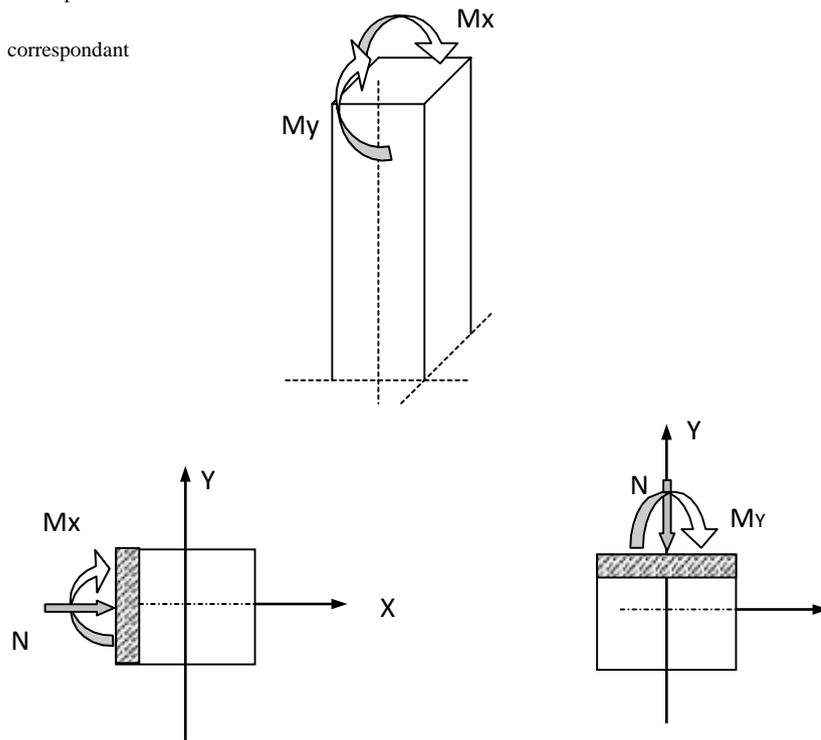


Figure IV.1 : Sollicitation de poteau a ferraille.

➤ **Le chargement :**

Pour la détermination du chargement des portiques, on calcul les charges supportées par la poutre de part et d'autre sans prendre en considération le poids propre des poutres et des voiles ; parce que L'ETAPS va prendre en considération.

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

	γ_b	F_{c28}	σ_b Mpa	σ_s Mpa
Situation durable	1,5	25	14,2	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,5	400

VI .2.1 Combinaisons des charges:

VI.2.1.1 Les combinaisons d'action:

a) Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**.

- 1.35 G + 1.5 Q à l'E.L.U.

G + Q à l'E.L.S

b) Règlement RPA 99/V.2003 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques **E**.

- G + Q ±E (1)
- 0.8 G ±E (2)

➤ **Les poteaux :**

- ELU** : 1.35 G + 1.5 Q..... (BAEL 91).
- ELS** : G + Q(BAEL 91).
- Accidentelle** 0.8 G± E..... (RPA99/V.2003).

G + Q ±E(RPA99/V.2003).

➤ **Les poutres :**

- ELU** : 1.35 G + 1.5 Q..... (BAEL 91).
- ELS** : G + Q(BAEL 91).
- Accidentelle** G + Q ±E..... (RPA99/V.2003).
- 0.8 G ±E.....(RPA99/V.2003).

➤ **Pour les voiles :**

- $G + Q \pm E$ (RPA99/V.2003).
- $0.8 G \pm E$ (RPA99/V.2003).

VI.2.2 . Recommandations du RPA99/version 2003 :

D’après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2.1), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa sera de : $-A_s \geq 0.8\% b \times h$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
 - Le diamètre minimum est de 12mm. ($\Phi \text{ min} = 12\text{mm}$)
 - La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$ en zone II.
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

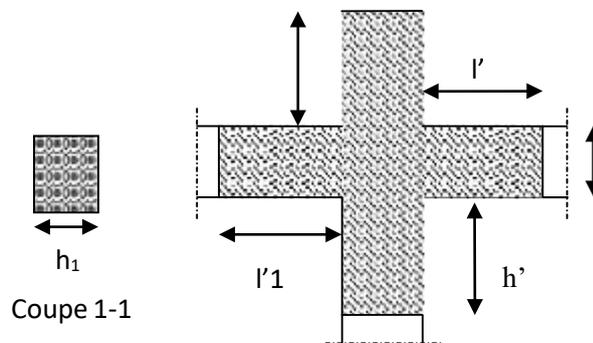


Figure VI.2 : Zone nodal

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales pour la variantes1.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²) A _{min} =0.8% × S	A _{max} RPA (cm ²)	
			zone courante A _{min} =0.4% × S	zone de recouvrement A min=0.6% × S
RDC	40×40	12,8	64	96
1 ^{ere} étage – 5 ^{eme} étage	35×35	9,8	49	73,5

VI.2.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V9.7.4, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

N<0 : effort de traction.

N>0 : effort de compression

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose le bâtiment en 02 zones :

Les niveaux (RDC)..... zone I

Les niveaux (1-2-3-4-5)..... zone II

Tableau VI.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Section	ELU		G + Q + E		0.8G + E		ELS	
	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)
35×35	1109.6	4.229	43.16	1724	280	0.9	360	1.2
PotD35	3147	33.5	46.3	439	274	3.27	371	4.63
40×40	1422.6	21.27	33.75	4421	380	20.4	614	2.58
PotD40	450	0.9	17.4	3229	295	0.6	438	3.4

VI.2.4 Calcul de ferrailage des poteaux carrés :

$C = 2\text{cm}$, $d = h - 2 = 38\text{ cm}$, $F_{eE} = 400\text{MPa}$, $l = 360\text{ cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

A) poteaux carrés (40×40):

• 1^{ère} Cas ELU :

$$e = \frac{M}{N} = 0.0038\text{ m} = 0.38\text{cm}.$$

$e = 0.0038\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2\text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1109.6 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0.0038 \right) = 203.94\text{KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h. \quad N_u = 1109.6\text{ KN} < 1840.32\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right). \quad M_u = 203.94\text{ KN.m} < 237.6\text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$).

2^{ème} Cas G + Q +E :

$$e = \frac{M}{N} = 0.035\text{m} = 3.5\text{cm}.$$

$e = 0.035\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2\text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1724 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0.035 \right) = 370.66\text{ KN.m} .$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times B & N_u = 1724 \text{KN} < 1882,21 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}}\right) & M_u = 370,66 \text{ KN.m} < 386,72 \text{KN.m.} \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

• **3^{ème} Cas 0,8G + E:**

$$e = \frac{M}{N} = 0,0032 \text{ m} = 0,32 \text{ cm.}$$

$$e = 0,0032 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m} \text{ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e\right) = 280 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0,0032\right) = 512,96 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times B & N_u = 280 \text{KN} < 1840,32 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}}\right) & M_u = 512,96 < 536,16 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 12,8)$$

Pour une section de béton (40×40) cm²

$$A_{\text{adopté}} = 12,8 \text{ cm}^2.$$

$$n \text{ adopte } 4\text{T16} + 4\text{T14} = 14,2 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.4: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section de poteaux(cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)RPA99	A adoptée(cm ²)
RDC	40×40	0	12.8	4T16+4T14=14,2
1 ^{ère} – 5 ^{ème} étage	35×35	9,45	9.8	4T14+4T12=10,68

VI.2.5 Ferrailage des poteaux circulaires ():

• **1^{ère} Cas ELU :**

$$e = \frac{M}{N} = 0.002 \text{ m} = 0.2\text{cm.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{d}{2} + e \right) = 450 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0.002 \right) = 819 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times B \quad N_u = 450 \text{ KN} < 1444.65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad M_u = 819 < 3680.15 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A₁= 0).

• **2^{ème} Cas G + Q +E :**

$$e = \frac{M}{N} = 0.005\text{m} = 0.5\text{cm.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{d}{2} + e \right) = 3229 \times \left(0,38 - \frac{0,4}{2} + 0.005 \right) = 597.36 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times B \quad N_u = 3229 \text{ KN} < 1882.11 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad M_u = 597.36 < 600.01 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A₂=A'₂=0).

• **3^{ème} Cas 0,8G + E:**

$$e = \frac{M}{N} = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm.}$$

$e = 0.0077 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 \text{ m}$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 438 \times \left(0.38 - \frac{0.4}{2} + 0.0077 \right) = 82.21 \text{ KN.m .}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times \sigma_{bc} \times B \quad N_u = 438 \text{ KN} < 1882.21 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right) \quad M_u = 82.21 < 143.65 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99/V.2003**

Donc :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 10,04)$$

Pour une section de béton(40) cm^2

$$A_{\text{adopté}} = 10,04 \text{ cm}^2.$$

n adopte **6T16 =12,06 cm^2** .

Tableau VI.5: Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux circulaires.

Niveau	Section de poteaux(cm ²)	A _{min} (cm ²)RPA99	A _{adoptée} (cm ²)
RDC	(40)	10,04cm ² .	6T16 =12,06cm²
1 ^{ère} – 5 ^{ème} étage	(35)	8,69cm ² .	4T12+4T14=10. 68cm²

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon RPA99/V. 2003(Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

- Vu : Effort tranchant de calcul ;
- h1 : hauteur totale de la section brute ;
- fe: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.
- St : Espacement des armatures transversales.

➤ **Condition de l'espacement**

D'après le R.P.A 99 (version2003) on a :

-En zone nodale : St ≤ min (10 Ø_L ; 15cm) = 15cm on prend S_t = 10 cm.

-En zone courante : St ≤ 15 Ø_L = 18 cm on prend = 15 cm.

a) Zone courante :

Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

L_f = 0.7 L₀ = 2,38 m.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,38}{0,40} = 5,95 \text{ m .}$$

$$\lambda_g = 5.95 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2.5 \text{ (D'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h t f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 10^3 \times 195}{40 \times 400 \times 10^2} = 4,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} : \text{En \% est donnée comme suit :}$$

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,35 > 5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2.$$

{

$$\text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times S_t \times b \rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 .$$

Choix des barres : **4T8 = 2,01 cm².**

VI.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (40×40) cm² »

$$T_{\max} = 195 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$:

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{(b \times d)} = \frac{195}{(40 \times 38)} = 0,13 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}.$

$\tau_u = 0,13 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

Donc on a pas de risque de cisaillement

VI.2.7. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_{t,f_e}}{b \cdot S_t} \geq \max (\tau_u ; 0,4\text{MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante :

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \text{ Mpa} \geq \max(; 0,4) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Zone nodale :

$$\frac{2,01 \times 10^2 \times 400}{400 \times 100} = 2,01 \text{ Mpa} \geq \max(; 0,4) = 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Tableau.VI.6 : Ferrailages des poteaux carrés.

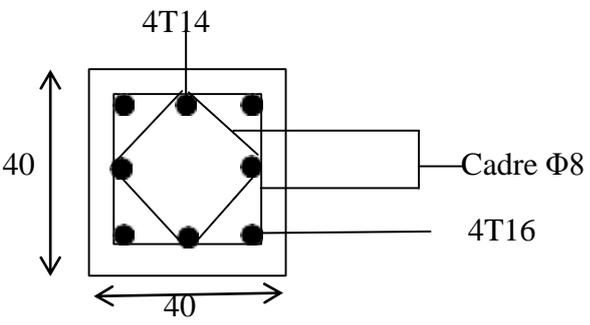
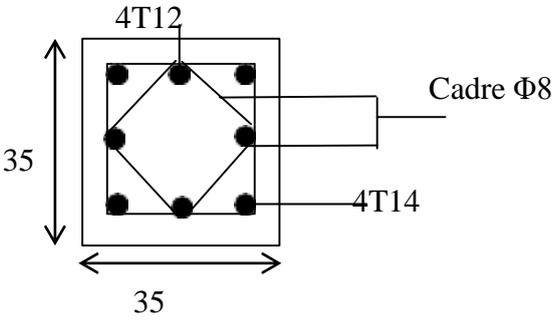
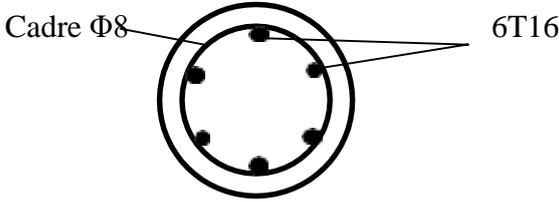
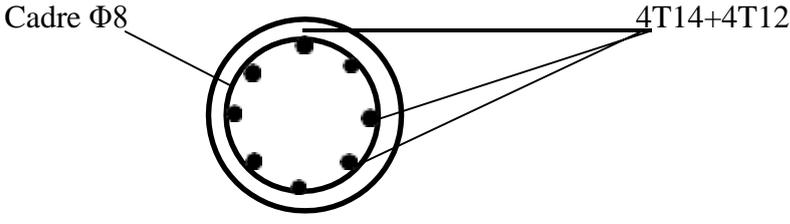
Niveaux	Poteaux
RDC (40×40) cm ²	
01 ^{ère} étage au 5 ^{ème} étage (35×35) cm ²	

Tableau.VI.7: Ferrailages des poteaux circulaire

Niveaux	Poteaux
RDC (40) cm ²	
01 ^{ère} étage au 5 ^{ème} étage (35) cm ²	

VI.3 Ferrailage des poutres :

VI.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible .

On distingue deux types de poutres ; les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle logiciel ETABS V9.7.4.

VI.3.2 Recommandation des RPA 99/version 20 :

1 :Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

- ✓ $A_{min} = 0,5\% \times b \times h$ (en toute section)
- ✓ $A_{max} = 4\% \times b \times h$ (en zone courante) .
- ✓ $A_{max} = 6\% \times b \times h$ (en zone de recouvrement)
- ✓ La largeur minimale de recouvrement est de : ⁴⁰ Ø (zone IIa)

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

• **D’après BAEL91**

✓ Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.54 \text{ cm}^2$

✓ Le pourcentage minimal d’armature : $A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h = 1.2$

$A = \max (A_{cal} ; A_{MIN}^{BAEL} ; A_{RPA_{MIN}})$

2 : Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

1. La quantité des armatures transversales doit vérifier $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$.

L’espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum ($h/4 ; 1,2\phi$).

- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées (les combinaisons les plus défavorables) , présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93

$1,35G+1,5Q$ selon BAEL 91

$0,8G \pm E$ selon RPA99

$G + Q \pm E$ selon RPA99

VI.3.3 poutre principale (30×40) :

Tableau VI.8: les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

Combinaisons	1,35G+1,5Q		G+Q		G+Q+E		0,8G± E	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
Valeurs	137.07	14.35	98.5	103.17	98.5	103.17	57.5	59.56

VI.3.3.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

1. Armatures longitudinales.

Calculons d’abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$A_{min} = 0,5\%b \cdot ht = 6 \text{ cm}^2$ (sur toute la section).

$A_{max1} = 4\%b \cdot ht = 48 \text{ cm}^2$ (Zone courante).

$A_{max2} = 6\% b \cdot ht = 72 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

2. Combinaisons 1,35G+1,5Q :

• EUL :

• Sur travée :

$M_u = 137.07 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_s \times b \times b \times d^2} = \frac{137.07 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 38^2} = 0,22 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0,$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,22)}}{2}$$

$\beta = 0.874$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{137.07 \times 10^3}{348 \times 0,874 \times 38} = 11,8 \text{cm}^2.$$

3. Combinaisons G+Q+E:

• Sur appui :

$M_a = 103,17 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_s \times b \times b \times d^2} = \frac{103,17 \times 10^3}{18,5 \times 30 \times 38^2} = 0,12 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0 .$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,12)}}{2}$$

$\beta = 0,93$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{103,17 \times 10^3}{400 \times 0,93 \times 38} = 7,8 \text{ cm}^2.$$

1. Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$

$A_{min} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1,2 \text{cm}^2.$

2. Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{cm}^2.$$

Tableau.VI.9 : ferrailage des poutres principales

Etages	Position	Moment de calcul (KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC – 5 ^{eme} Etage	Appuis	103,17	7,8	1,35	6	7,8	3T16+3T12 = 8,01 cm ²
	Travée	137,07	11,8	1,35	6	11,8	3T16+3T16 = 12, 6cm ²

VI.3.3.2. Ferrailage des armatures transversales :

VI.3.3.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \{ \text{Art A-5.1.1} \}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{148,1 \times 10^2}{38 \times 30} = 12,9 \text{ Kg / cm}^2 = 1,3 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$3,33 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min(0,2 \frac{f_c}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) =$$

$$\tau_u = 1,3 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

VI.3.3.2.2. Disposition constructive :

St : l’espacement des cours d’armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}); St = 10\text{cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 \text{ 20cm ; en prend } St = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0,9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St=20 \text{ cm} \leq \min (34,2 \text{ cm}; 50\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.3.2.3. Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23) :

$$\frac{A_t}{b.st} \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin\alpha + \cos \alpha) = 1$

Fe =400 MPa ; $\delta_s=1$.

$(*) \Rightarrow \left[\frac{At}{St} \right] \geq \frac{(1,3-0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,1 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$

$\left[\frac{At}{St} \right] \geq \frac{1,15 \times 30}{400} = 0,08 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$

De (1) et (2) : $\left[\frac{At}{St} \right] \geq 0,08 \text{ cm}$, on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

D'où $At \geq 1,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

$S_t = 20 \text{ cm}$.

VI .3.3.3.Vérification a l'état limite de service :

On travée : $M_s = 98,5 \text{ KN.m}$

On appuis : $M_s = 103,17 \text{ KN .m}$

Tableau VI.10: Vérification des contraintes.

- **Travée :**

Moment service	M_{ser}	98,5 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{12,06}{30} = 6,03$ cm $E = 2Dd = 2 \times 6,03 \times 38 = 458,28 \text{ cm}^2$ $Y = -$ $6,03 + \sqrt{6,03^2 + 458,28} = 16,21 \text{ cm}$	16,21 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 \frac{A}{s} (d - y)^2$	316002 ,310cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	0,34 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_B = K \cdot y$	5,51 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	121,33 MPa

Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	5,51 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	121,33 < 400

Appuis :

Moment service	M_{ser}	103,17 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{8}{30} = 4,02 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 4,02 \times 38 = 305,52 \text{ cm}^2$ $Y = -4,02 + \sqrt{4,02^2 + 305,52} = 21,95 \text{ cm}$	21,95cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	145047 ,43cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,71
Contrainte dans le béton	$\sigma_B = K \cdot y$	14,5
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	192,23
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	14,5 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	192,23 < 400

VI.3.4. Poutre Secondaire (30×40) :

Tableau VI.11: les résultats des efforts. et moments pour chaque combinaison

Combinaisons	1,35G+1,5Q		G+Q		G+Q+E		0,8G± E	
Valeurs	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
	137.07	14.35	98.5	103.17	98.5	103.17	57.5	59.56

VI.3.4.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

1. Armatures longitudinales.

Calculons d’abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{\min} = 0,5\%b. ht = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max1} = 4\%b. ht = 48\text{cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max2} = 6\% b. ht = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

4. Combinaisons 1,35G+1,5Q :

• EUL :

• Sur travée :

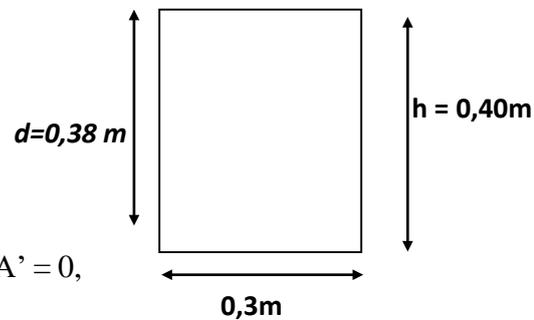
$$M_u = 137.07\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{137.07 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 38^2} = 0,22 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0,$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2(0,12)}}{2}$$

$$\beta = 0,93$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{103,17 \times 10^3}{400 \times 0,93 \times 38} = 7,8 \text{ cm}^2.$$



1. Pourcentage minimal d’après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0.001 \times 30 \times 38 = 1,14\text{cm}^2.$$

2. Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{cm}^2.$$

Tableau.VI.12: ferrailage des poutres Secondaire

Etages	Position	Moment de calcul (KN.m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
RDC -5 ^{eme}	Appuis	103,17	7,8	1,35	6	7,8	3T16+ 3T12 = 8,01 cm ²
Etage		Travée	137,07	11,8	1,35	6	11,8

VI.3.4.2.Ferrailage des armatures transversales :

VI.3.4.2.1.Vérification de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \quad \{ \text{Art A-5.1.1} \}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{148,1 \times 10^2}{38 \times 30} = 12,9 \text{ Kg / cm}^2 = 1,3 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible (Art A.5.1.211 BAEL91)

$$3,33 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min(0,2 \frac{f_c 28}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}) =$$

$$\tau_u = 1,3 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

VI.3.4.2.2. Disposition constructive :

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm}); St = 10\text{cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 \text{ 20cm} ; \text{ en prend } St = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0,9d; 50\text{cm}) \quad \text{BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St=20 \text{ cm} \leq \min (34,2 \text{ cm}; 50\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.4.2.3. Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23) :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

Fe =400 MPa ; δs=1 .

$$(*) \Rightarrow \left[\frac{A_t}{S_t} \right] \geq \frac{(1,3 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1}{0,9 \times 1 \times 400} = 0,1 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

✓ **Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\left[\frac{A_t}{S_t} \right] \geq \frac{1,15 \times 30}{400} = 0,08 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

De (1) et (2) : $\left[\frac{A_t}{S_t} \right] \geq 0,08 \text{ cm}$, on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

De (1) et (2) : $\left[\frac{A_t}{S_t} \right] \geq 0,08 \text{ cm}$, on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

D'où $A_t \geq 1,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

$S_t = 20 \text{ cm}$.

VI .3. 5.Vérification a l'état limite de service :

On travée : Ms = 98,5 KN.m

On appuis : Ms = 103,17 KN .m

Tableau VI.13: Vérification des contraintes.

• **Travée :**

Moment service	M _{ser}	98,5 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{12,06}{30} = 6,03$ cm $E = 2Dd = 2 \times 6,03 \times 38 =$ 458,28 cm ² Y= -	16,21 cm

	$6,03 + \sqrt{6,03^2 + 458,28} = 16,21\text{cm}$	
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	316002 ,310cm ⁴
Coefficient	$K = M_{Ser} / I$	0,34 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_B = K \cdot y$	5,51 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	121,33 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	5,51 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	121,33 < 400

Appuis :

Moment service	M_{ser}	103,17 KN.m
Position de l'axe neutre	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{8}{30} = 4,02 \text{ cm}$ $E = 2Dd = 2 \times 4,02 \times 38 = 305,52 \text{ cm}^2$ $Y = -4,02 + \sqrt{4,02^2 + 305,52} = 21,95 \text{ cm}$	21,95cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$	145047 ,43cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	0,71
Contrainte dans le béton	$\sigma_B = K \cdot y$	14,5
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 K (d - y)$	192,23
Vérification de contrainte dans le béton A – 4 .5 .2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	14,5 < 15 vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	192,23 < 400

➤ **Vérification de la flèche**

✓ **Poutre Principale (30×40) :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{485} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,06$$

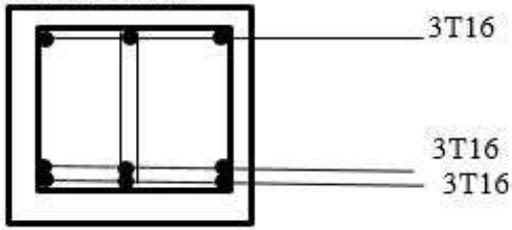
$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{12,06}{30 \times 38} = 0,002 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01$$

✓ **Poutre Secondaire (30×40) :**

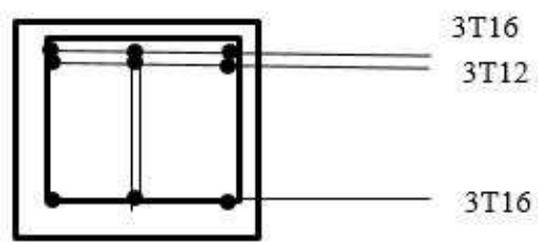
$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{485} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,06$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{12,06}{30 \times 38} = 0,002 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01$$

Poutre secondaire :

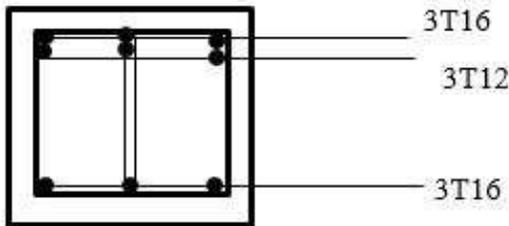


Travée

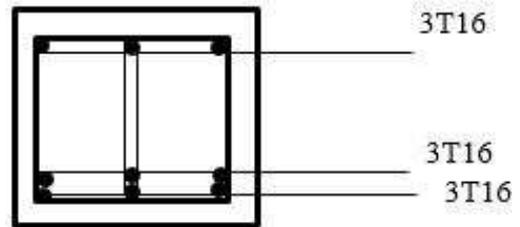


Appuis

Poutre Principale :



Appuis



Travée

Figure IV.3 : Ferrailages des poutres.

VI.4. Ferrailage des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

VI.4.2. Le système de contreventement :

Les voiles sollicités à la fois par des efforts normaux dus aux charges verticales et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leur plan dus aux actions horizontales.

Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans les fondations ou au niveau du rez-de-chaussée ; ces consoles pouvant, en fonction de leur élancement, être analysées soit comme des poutres, soit comme des parois porteuses.

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile-portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

❖ **Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VI.4.3. Calcul du système de contreventement :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure

VI.4.3.1. Principe de calcul du voiles :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable.

Selon les combinaisons suivantes :

- **G + Q ± E** (vérification du béton) ;
- **0,8G ± E** (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement **R.P.A 99/ (version 2003)**.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

VI.4.3.2. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma_b = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{\min} = 0,15 \times a \times L.$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = \frac{F_t}{f_e}$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

3^{ème} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

VI. 5.Types d'armatures :

VI.5.1. Armatures verticales :

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **R.P.A 99/version 2003** exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI.5.2. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.5.3. Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$S_t \leq \text{Min} (30 \text{ cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vi} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

VI.5.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI.5.5. Calcul ferrailage des voiles :

VI.5.5.1. Exemple de calcul (Type 1)

$V = V' = 2,6 \text{ m}^2.$

$I = 3,27 \text{ m}^4.$

$B = 1,2 \text{ m}.$

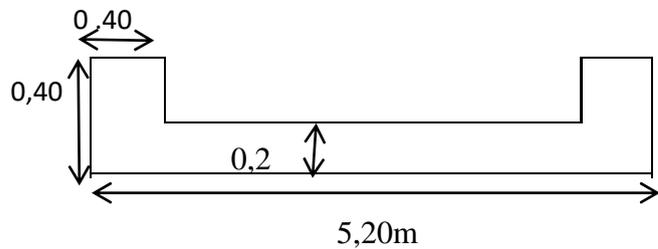


Figure VI.4 - Voile sens Longitudinal du RDC

$a_{\text{voile}} = 0,2.$

$N = 1780,2 \text{ KN.M}$

$M = 2529,4 \text{ KN.m}.$

VI.5.5.2. Calcul des contraintes :

$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I} = 4,9 \text{ MPa}.$

$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I} = -2,1 \text{ MPa}.$

$\sigma_1 = 4,9 \text{ MPa} < \sigma = 18,48 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$

$\sigma_2 = -2,1 \text{ MPa} < \sigma = 18,48 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$

Nous avons : σ_1 et σ_2 de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.

Calcul de la longueur tendue :

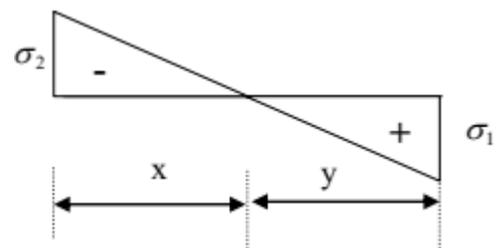
$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$

$X = 1,06 \text{ m}$

$Y = L - X = 4,14 \text{ m}.$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée



VI.5.5.3. Vérification des contraintes de compression:

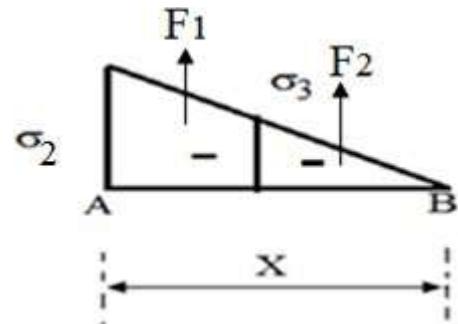
Par la combinaison : G+Q+E on a

$$N = 1302,6 \text{ KN}$$

$$M = 5674,9 \text{ KN. M .}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I} = 5,6 \text{ MPa .}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I} = -3,42 \text{ MPa .}$$



Calcul de la contrainte σ_3

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X-0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-0,4)}{X} = 2,12 \text{ MPa .}$$

- Détermination des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{Ft}{\sigma_s}$$

$$F_1 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} b \times h = 4432 \text{ MPa .}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3(X-a) \times a}{2} = 1399,2 \text{ KN}$$

$$F_T = F_1 + F_2$$

$$F_T = 4432 + 1399,2 = 5831,2 \text{ KN.}$$

$$A_{v1} = \frac{F_{TOT}}{\sigma_s} = \frac{5831,2}{400} = 14,57 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \frac{14,57 \times 100}{106} = 13,74 \text{ cm}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times V}{f_e} \times \frac{X}{L} \times \frac{100}{X} = 0,10 \text{ cm}^2 \text{ ml}$$

$$A_v = A_v + A_{vj} = 13,84 \text{ cm}^2 \text{ ml.}$$

Pourcentage minimal d' âpres RPA 99 :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = 0,15 \times 20 \times 5,20 = 0,15 \text{ cm}^2.$$

$$A_v = 13,84 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

- **Espacement exigé par R.P.A 99 : Art 7.7.4.3**

D'après R.P.A 99 modifié 2003 page 62 on a :

L'espace des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 a = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- D'après le BAEL 91 on a :

$$St \leq \min\{2.a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40 ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Donc : $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\} \longrightarrow St \leq 30 \text{ cm} .$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante).

En zone nodale, selon RPA 99 v.2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **20 cm**.

On adopte un espacement de **15 cm** (zone d'about).

VI.5.5.4. Contraintes de cisaillement (RPA 99 /V2003 Art 7.7.2) :

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_{u \text{ calcul}}$$

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile $\Rightarrow d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute $h = 306 \text{ cm}$.

V_u : l'effort tranchant à la base du voile. $V_u = 123,6 \text{ KN}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 123,6 \times 10}{20 \times 275,4} = 3,14 \text{ MPa}.$$

$\tau_b = 3,14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement.

Le pourcentage minimal d'armature est :

$$0,25\% \times a \times 1m \rightarrow \tau_b = 3,14 \text{ MPa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

$$A_h = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_h = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2.$$

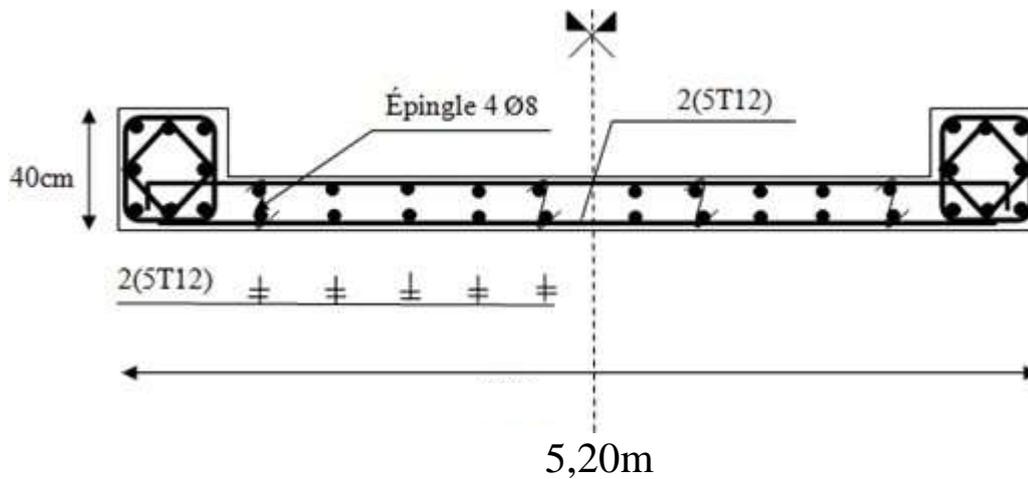


Figure VI.5: Schéma de ferrailage du mur voile (Type1).

Les résultats du ferrailage des voiles sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI.14: Tableau ferrailages des voiles

Voile	B m ²	I m ⁴	V m ²	N KN	M KN .m	σ_1 MPa	σ_2 MPa	X M	A _v cm ²	A _{mi} n cm ²	A choisie cm ²
V4	0,64	0,33	1,20	1602	2201	10,5	-5,5	0,8 2	1,01	0,1	1T16 = 2,01
V3	0,78	0,93	1,75	3186	4656	12,8	-4,6	0,9 2	1,8	0,2	2T12 = 2,6

VI.6.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du R.P.A qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Dans les déterminations des ferrailages des différents éléments principaux; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par logiciel ETABS

Chapitre VII :
Etude de
l'infrastructure

VII.1 Introduction:

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.2 Dimensionnement et ferrailage du voile périphérique :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes (référence) :

- Epaisseur supérieur ou égale à 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VII.2.1 Calcul de la section d'armature:

- Verticales :

$$A_v = 0,1\% \cdot b \cdot e = \frac{0,1}{100} \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_v = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e_v = 20 \text{ cm}$

- Horizontales :

$$A_h = 0,1\% b \cdot e = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_h = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e_h = 20 \text{ cm}$

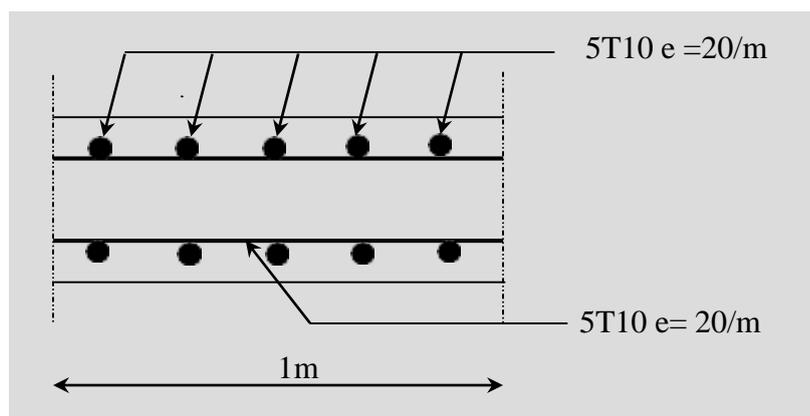


Figure VII.1 : ferrailage de voile périphérique

VII.3 Calcul des fondations:

VII.3.1 Introduction:

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel les charges sont transmises de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception et réalisation découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,00 bars à un ancrage de 2 m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 - Dimensionnement à l'E.L.S : $N_{ser} = G + Q$;
 - Ferrailage à l'E.L.U : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$;
 - Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\}$
 - La facilité de réalisation.

VII.3.2 Choix du type de fondations:

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2.00 bars à une profondeur de 2 m.

VII.3.2.1 Vérification des semelles isolées:

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel «ETABS V9.7.4», $N=1033,5$ KN

S : Surface d'appuis de la semelle= $A.B$

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol. $\overline{\sigma_{sol}} = 200$ KN/m²

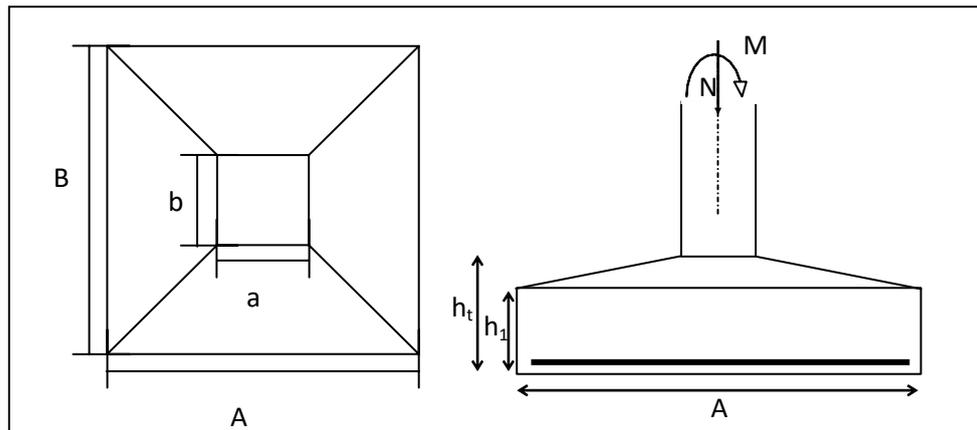


Figure VII.2 Schéma d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$\Rightarrow \frac{N_S}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_S}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_S}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{1033,5}{200}} \quad \text{AN: } B \geq 2,58\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,00 m, on remarque qu'il va avoir un Chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient Pas à notre cas.

VII.3.2.2 Vérification des Semelles filantes:

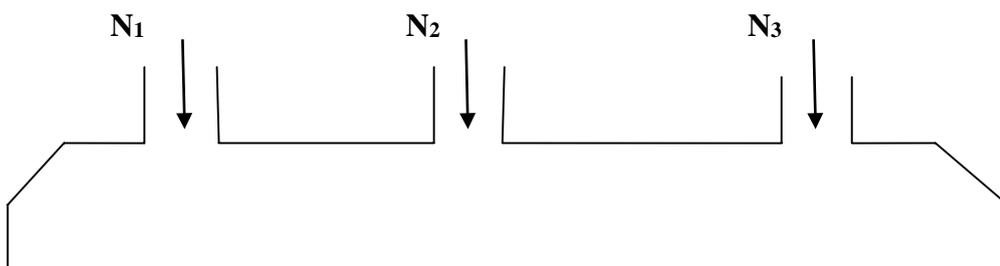


Figure VII.3 Schéma d'une Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

Remarque : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

$$\frac{S_{\text{Semelles}}}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{250,48}{501,35} = 0,49 = 49\% < 50\%$$

VII.3.3 Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau:

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante qui supporte la plus grande charge.

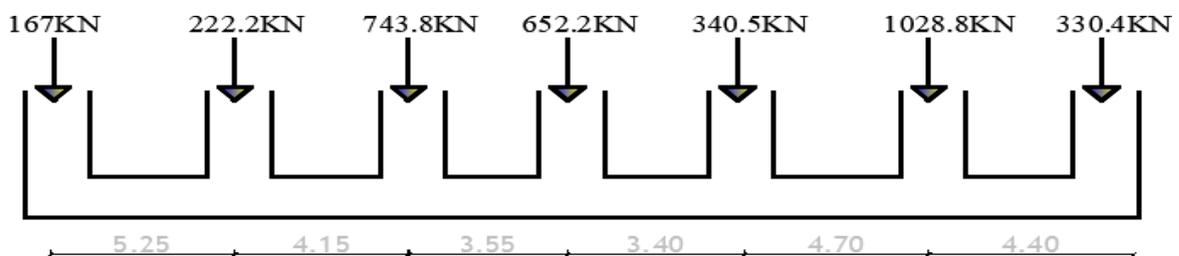


Figure VII.4 Chargement de la semelle filante à l'ELS.

VII.3.3.1 Pré-dimensionnement:

$$\sum N_i = 3484,9 \text{ kN}$$

$$\sum M_i = 31,13 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,009 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,009 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 4,3 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) = \frac{3484,9}{200 \times 25,85} \left(1 + \frac{3 \times 0,009}{25,85}\right) = 0,67 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,5 \text{ m}$

$$h_{\min} \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = 0,31\text{m}$$

On prend $h_{\min} = 0,40\text{m}$

Poids propre de la semelle :

$$P_{\text{semelle}} = L \cdot B \cdot H \cdot \gamma_{\text{BA}} = 25,85 \times 1,5 \times 2 \times 25 = 1938,7\text{kN}$$

Avec :

H : Profondeur des fouilles (H=2m).

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum F_i = \sum N_i + P_{\text{semelle}} = 5423,65\text{kN}$$

$$X_i = X_1 + X_2 + \dots + X_n$$

$$\text{Tel que : } X_1 = D_1; X_2 = D_1 + l_1; X_3 = D_1 + l_1 + l_2; X_n = D_1 + l_1 + l_2 + \dots + l_n + D_2$$

D : Débord de semelle filante $D = D_1 = D_2 = 0,5\text{m}$

$$X = \frac{\sum X_i F_i}{\sum F_i} = 9,56\text{m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_x = \left| \frac{L}{2} - X \right| = 3,36\text{m}$$

- **Vérification de contrainte moyenne :**

$$e_x = 3,36\text{m} \leq \frac{L}{6} = 4,30\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 + \frac{6e_x}{L} \right) = 159,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 - \frac{6e_x}{L} \right) = 19,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = 89,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 89,42 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifié.

Donc pas de risque de renversement.

- **Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification de contraintes moyenne) :**

$$\sum N_i = 2375,1 \text{ kN}$$

$$\sum M_i = 20,71 \text{ kN.M}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 + \frac{(6e_x)}{L}\right) = 88,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \cdot B} \left(1 - \frac{(6e_x)}{L}\right) = 33,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 60,94 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

VII.3.3.2 Calcul du ferrailage:

- **ELU**

$$N_u = \sum N_i = 4782 \text{ kN}$$

$$M_u = \sum M_i = 42,81 \text{ kN.M}$$

$$\sigma_{u \text{ moy}} = 177,56 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 0,4 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,36 \text{ m} ; b = 0,4 \text{ m} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

On utilise la méthode de console pour calculer le moment

$$Q_u = 1,35 \cdot \sigma_{u \text{ moy}} \cdot B = 177,56 \times 1,5 = 266,34 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{Q_u \cdot B^2}{2} = 74,90 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{74,90 \times 10^6}{14,2 \times 400 \times 360^2} = 0,10$$

$$\mu = 0,10 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,946$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{74,90 \times 10^6}{348 \times 0,946 \times 360} = 6,31 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,73 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = \max(A_{\min} ; A_{st}) = 6,31 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = 6\text{T}12 = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Espacement (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(33\text{cm}; 120\text{cm})$$

$$e \leq 30\text{cm}$$

On prend : $e = 15\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 3\text{T}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures de répartition (Art A-8.2.42 BAEL91) :**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(120\text{cm}; 45\text{cm})$$

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

On prend : $e = 15\text{cm}$

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

$$T = 2,03 \text{ KN}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$ru = \frac{V_u}{d \times b} \quad (\text{Art A - 5.1.1})$$

$$ru = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{2,03 \times 10^2}{360 \times 400} = 0,01 \text{ kg/cm}^2 = 0,001 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales :**

$$ru = 0,001 \text{ MPa} \leq 0,05 f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

VII.3.3.3 Dimensionnement des poutres de libage:

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{5,25}{9} \leq h \leq \frac{5,25}{6} \rightarrow 0,58\text{m} \leq h \leq 0,88\text{m}$$

$$\begin{aligned} & h = 90\text{cm} \\ \text{On prend comme dimension :} & \begin{cases} d = 81\text{cm} \\ b = 40\text{cm} \end{cases} \end{aligned}$$

Ferrailage de poutre libage:

Les poutres libage sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par des logiciels (ETABS).

Résultats obtenus :

$$M_{u \text{ appuis}} = 315,74 \text{ kN.M}$$

$$M_{u \text{ travée}} = 461,06 \text{ kN.M}$$

$$V_{u \text{ max}} = 565,3 \text{ Kn}$$

$$b = 40\text{cm} ; h = 90\text{cm} ; d = 81\text{cm}$$

- **En travée :**

$$M_{u \text{ travée}} = 461,06 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{461,06 \times 10^6}{14,2 \times 400 \times 810^2} = 0,123$$

$$\mu = 0,123 < \mu_l = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,891$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ travée}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{461,06 \times 10^6}{348 \times 0,891 \times 810} = 18,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 4\text{T16} + 8\text{T16renf} = 24,12 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$M_{u \text{ appuis}} = 315,74 \text{ kN.M}$$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ appuis}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{315,74 \times 10^6}{14,2 \times 400 \times 810^2} = 0,084$$

$$\mu = 0,084 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,956$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ appuis}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{315,74 \times 10^6}{348 \times 0,956 \times 810} = 11,71 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 4T16\text{Fil} + 4T16\text{Chapeau} = 16,08 \text{ cm}^2$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{d \times b} = \frac{565,3 \times 10^3}{810 \times 400} = 1,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 16 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(22,5 \text{ cm}; 19,2 \text{ cm}) = 19,2 \text{ cm}$$

VII.3.3.4 Vérification au poinçonnement:

(BAEL91 Art A.5.2 4) On doit vérifier que :

$$\bar{N}_u \leq \frac{0,07\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la nervure

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U $N_u = 2517,67 \text{ kN}$

h : Épaisseur totale du nervure

- **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,90) \times 2 = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = \frac{0,07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,2 \times 0,90 \times 25000}{1,5} = 5460 \text{ kN}$$

$$N_u = 4782 \text{ kN} \leq N = 5460 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VII.3.3.5 Récapitulatif des différentes semelles filantes:

Tableau.VII.1 Les sections des différentes semelles filantes.

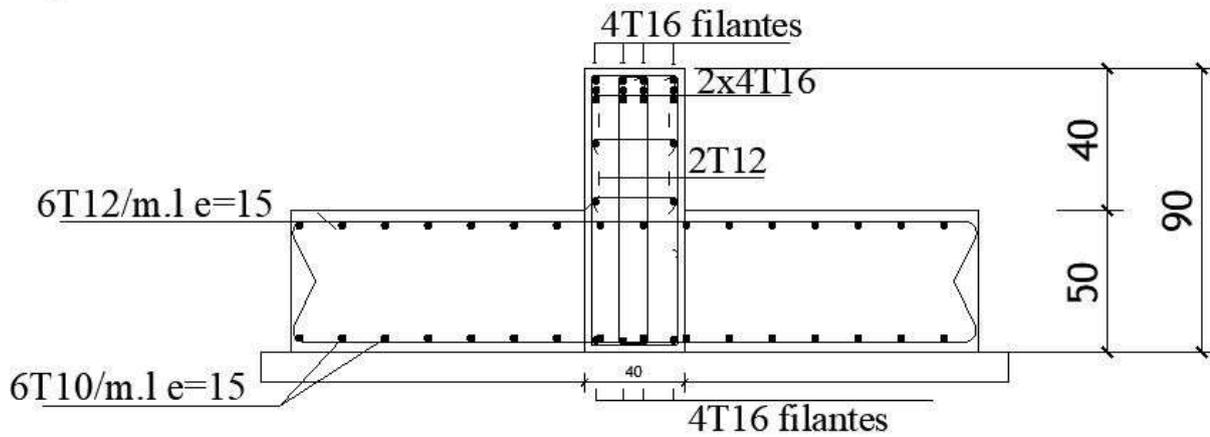
Semelle	L [m]	R [kN]	X [m]	e _x [m]	B [m]	h _{semelle} [m]	σ _{moy} kN/m ²	σ _{moy} ≤ σ _l
SF1	17,75	1304,5	6,79	0,008	1,0	0,4	83,10	C V
SF2	17,75	1832,1	7,54	0,008	1,0	0,4	111,75	C V
SF3	25,85	5423,65	9,56	0,009	1,5	0,4	124,245	C V
SF4	10,80	2229,9	3,49	0,006	1,5	0,4	199,2	C V
SF5	10,80	1738,3	5,01	0,001	1,2	0,4	137,57	C V
SF6	15,30	1908,6	6,84	0,0009	1,2	0,4	108,33	C V
SF7	15,30	2398,2	4,63	0,002	1,5	0,4	159,65	C V
SF8	15,30	1147,2	4,69	0,004	1,2	0,4	104,59	C V

Tableau.VII.2 Le ferrailage des différentes semelles filantes.

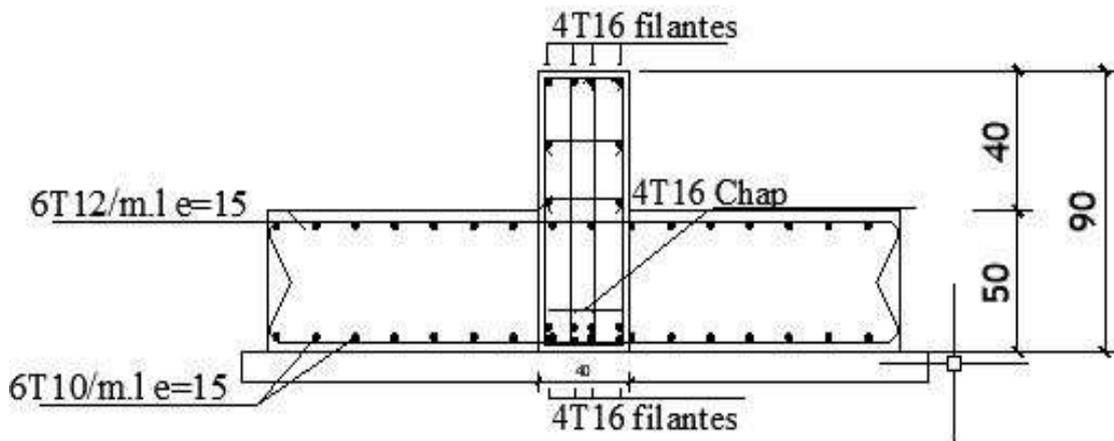
Semelle	h _{libage} (m)	b _{libage} (m)	Ferrailage	
			appuis	travée
SF1	0,90	0,4	4T16Fil+4T14Fil	4T16Fil + 4T16
SF2	0,90	0,4	4T16Fil+ 4T14Fil	4T16Fil + 4T16
SF3	0,90	0,4	4T16Fil + 4T16	4T16 + 2X4T16
SF4	0,90	0,4	4T16Fil+ 2×4T16Fil	4T16Fil + 4T16
SF5	0,90	0,4	4T16Fil+ 4T14Fil	4T16Fil + 4T16

SF6	0,90	0,4	4T16Fil+ 4T14Fil	4T16Fil + 4T16
SF7	0,90	0,4	4T16Fil+ 2×4T14Fil	4T16Fil + 4T16
SF8	0,90	0,4	4T16Fil+ 4T14Fil	4T16Fil + 4T16

VII.3.3.6 Schéma de ferrailage :



a-En travée



b-En appuis

Figure VII.5 Ferrailage de la semelle filante.

VII.3.4 Etude des longrines:

VII.3.4.1 Introduction:

La longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontrainte qui assure, la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation, qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

Selon RPA99 /V. 2003 (Art 10.1.1 page93) :

$$N = 1033,5 ; \alpha = 12$$

$$F = \frac{N}{A} = 86,12 \text{KN} \geq 20 \text{kN}$$

Avec :

N: La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [zone II ; S3].

La dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site S3 : $(25 \times 30) \text{cm}^2$

On va prend : $(30 \times 35) \text{cm}^2$

VII.3.4.2 Calcul du ferrailage longitudinal:

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{86,12 \times 10}{348} = 2,47 \text{cm}^2$$

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimal est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 6,3 \text{cm}^2$$

On choisit : **6T12** de section **6,79cm²**

- **Condition de non fragilité (Art A-4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{\min} \geq b \cdot h \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{300 \times 350 \times 2,1}{400} = 551,25 \text{mm}^2 = 5,51 \text{cm}^2$$

$A_{\min} \geq 5,51 \text{cm}^2$ Condition vérifié

VII.3.4.3 Calcul du ferrailage transversal:

Elles doivent être telles que :

$$\phi L \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L^{\min} \right) = \min \left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12 \right) = \min 10 \text{mm}$$

$$\phi L = 8 \text{mm}$$

On adopte un cadre un étrier en $\emptyset_8 (A_t = 2,01 \text{ cm}^2)$.

- **Espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

$$S_t \leq \min(15\emptyset; 20\text{cm}) = \min(15 \times 1,2; 20\text{cm})$$

On prend : = **15cm**

VII.3.4.4 Schéma de ferrailage:

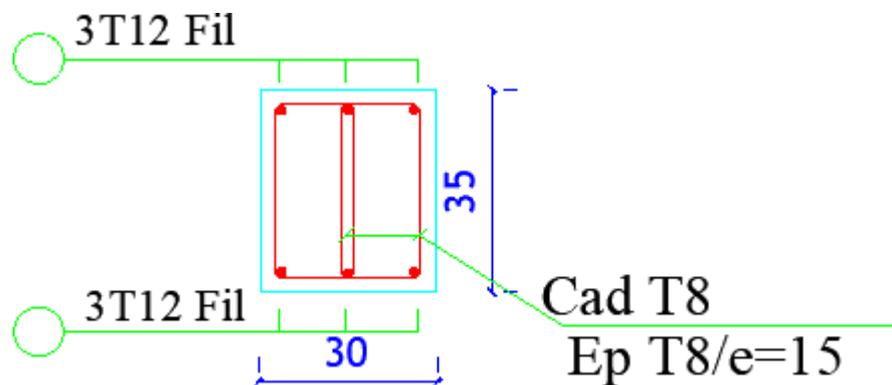


Figure VII.6 Ferrailage de la longrine.

VII.4 Conclusion:

Après le pré-dimensionnement des semelles (isolée), on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient que ce type de semelle ne convient pas à notre cas. Vu la hauteur de la construction et les charges apportés par la superstructure ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, une semelle filante à été opté comme type de fondations.

Conclusion

Conclusion

Conclusion :

L'étude de notre projet de fin d'études s'intéresse à la conception et au calcul d'un bâtiment d'habitation R+5 contreventé par un système mixte voiles portiques en béton armé. Le travail que nous avons présenté est le couronnement des années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Au cours de cette étude, nous avons réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure par une maîtrise du règlement parasismique RPA99/V.2003 et en utilisant surtout le logiciel de calcul « ETABS ».

La méthodologie à adopter tient compte des considérations théoriques et pratiques. Les considérations théoriques incluent l'utilisation du règlement parasismique Algérien RPA99/V.2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Par contre, les considérations pratiques incluent un cas réel et l'utilisation de données issues d'une construction en cours de réalisation dans le secteur d'habitation. La maîtrise de ces connaissances est une partie très délicate et très importante pour avoir le bon sens de l'ingénieur.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

➤ **La résistance:**

Vu les résultats de calcul obtenus, notre structure est vérifiée toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

➤ **L'économie:**

qui s'impose comme un critère majeur pour la détermination de la solution envisagée et par la suite du niveau de service à atteindre.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un Niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

*Références
bibliographiques*

Références bibliographies

Références bibliographies

LES REGLEMENT

CGS. (Octobre 1988). DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

CGS. (2003). Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003

Eyrolles. (Décembre 1992). BAEL 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.

Eyrolles. (2000 3eme édition). Règles BAEL 91 modifiées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.

Eyrolles. JEAN Perchat. JEAN Roux. (Juillet 1999). Pratique du B.A.E.L 91.

Eyrolles. JEAN Perchat. JEAN Roux. (Juillet 1999). Maitrise du BAEL 91 et des DTU associés.

THESE

✦ Étude d'un bâtiment « 2 sous-sol, RDC + 9 étages » de forme Irrégulière a usage multiple.
PFE final R+10+SOUS SOL avec BENDJILALI .

✦ Étude de l'effet du nombre d'étages sur le comportement des structures des bâtiments avec BRAHIMI NADIA

✦ Mémoire Mecidi Raounek, Etude d'un bâtiment en (R+10) à usage d'habitation et commerciale (2017 ,2018) Université de Biskra.

✦ Mémoire Ferroudji Walid et Gheldane Oussama, Etude d'un bâtiment en (R+05) à à usage d'habitation, (2015/2016), Université de Annaba

✦ Mémoire Naim elhachemi riadh et Gadoum zouhir, Étude technique et analyse sismique d'une structure en béton armé (2019 ,2020) Centre Universitaire de Tissemsilt.

✦ Mémoire Amoura Ahmed Khalil et Chaalal Mohamed Amine, Etude d'un bâtiment en béton armé en R+5 contreventé par un système mixte voiles-portiques (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.

✦ Mémoire Sahouane abdelkader, Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commerce en (R+10) avec un Sous-Sol (2009,2010) Université de Tiaret.

✦ Mémoire hanchi zohra naddine, Etude d'un bâtiment de forme irrégulière en (R+5) à usage multiple (2018 ,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.

Références bibliographiques

LOGICIELS

ETABS V9.7.4.....	Analyses des structures.
AUTOCAD 2018.....	Dessin.
EXCEL 2010	Calcul.
WORD 2010.....	Traitement du texte.