



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPEREUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADIMIQUE

Filière : Génie-civil

Option : Structure

Thème

**Etude D'un Bâtiment En Béton Armé
RDC +7 A Usage D'habitation**

Présenté par :

1. BENMEHIDI SADAM
2. BELADJAL ALAA EDDINE

Soutenu le 27/09/2023 devant le jury composé de :

Président : Mr. ZELMAT YASSINE

Encadrent : Dr. AYAD TAYEB

Examineur : Mr. REZIGUA AHMED

Année Universitaire 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ

REMERCIEMENTS

Nous remercions ALLAH le tout puissant de nous avoir donné santé et la volonté de réaliser ce modeste projet.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits afin que nous puissions terminer nos études.

Et au début, Nous tenions à exprimer nos remerciements à notre encadrant de Mr. AYAD Tayeb pour le soutien et les conseils tout au long de ce travail.

Nous sommes reconnaissants au Département de génie civil et à tous les enseignants qui nous ont enseigné et formé avec un grand dévouement.

Nous remercions également les membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à notre travail, qui, nous l'espérons, sera apprécié.

Et en fin, Nous remercions tous ceux qui ont contribué à nous aider de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Avec une énorme joie, Nous dédions cet humble travail à ceux que nous aimons et à ceux qui nos aiment.

A nos pères et mères qui ont illumine nos vies et nous ont forms de leur douce lumière . Nous avons pu parcourir ce chemin grace à leurs conseils et leurs orientations .ils n'ont cessé de suivre notre éducation et nos encouragements tout au long de ce long parcours académique .

A nos chers frères Adel, Houcine et Rayane qui nous garantissent notre Bonheur. Nous vous souhaitons un avenir plein de joie de, de Bonheur et de réussite .

A mon encadreur AYAD Tayeb.

Nous souhaitons également success et Bonheur à tous ceux qui ont contribue a nous aider de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

Résumé

Ce travail expose une étude approfondie et détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, constitué d'un rez- de-chaussée + sept (7) étages ayant une forme simple en plan.

L'étude génie civil d'un tel projet de construction est basée sur des réglementations strictes pour le calcul et la vérification des sections de béton armé en utilisant RPA99V2003 et CBA 93, cette étude se compose de quatre parties :

1. La présentation générale du projet avec une description des composantes du bâtiment ; ensuite le pré-dimensionnement des éléments de la structure et enfin une analyse et évaluation des charges
2. L'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers corps creux et dalles pleines)
3. L'étude dynamique du bâtiment par « ROBOT » qui est un logiciel de calcul des structures pour déterminer les différentes sollicitations dues aux charges permanentes, d'exploitation et sismique.
4. Le calcul du ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et les fondations.

Mots clés : Projet, Bâtiment, Etude, RPA99, CBA93

ملخص

- يقدم هذا العمل دراسة معمقة وتفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي + سبعة (7) طوابق ذات شكل بسيط المخطط .
- تعتمد دراسة الهندسة المدنية لمثل هذا المشروع الإنشائي على لوائح صارمة لحساب المقاطع الخرسانية المسلحة والتحقق منها باستخدام 93CBA و 2003V99RPA ، وتتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء :

1. العرض العام للمشروع مع وصف لمكونات المبنى. ثم الأبعاد المسبقة لعناصر الهيكل وأخيراً تحليل وتقييم الأحمال
2. دراسة العناصر الثانوية (الدرابزين، الدرج، أرضيات الجسم المجوفة والألواح الصلبة)
3. الدراسة الديناميكية للمبنى بواسطة برنامج "ROBOT" وهو برنامج حسابي إنشائي لتحديد الضغوطات المختلفة الناتجة عن الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية.
4. حساب تقوية العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأعمدة والكمرات والجدران) والأساسات.

الكلمات المفتاحية: مشروع، بناء، دراسة، 93CBA، 99RPA،

Abstract

This work presents an in-depth and detailed study of a residential building, consisting of a ground floor + seven (7) floors with a simple plan shape.

The civil engineering study of such a construction project is based on strict regulations for the calculation and verification of reinforced concrete sections using RPA99V2003 and CBA 93, this study consists of four parts:

1. The general presentation of the project with a description of the building components; then the pre-sizing of the elements of the structure and finally an analysis and evaluation of the loads
2. The study of secondary elements (the parapet, the stairs, the hollow body floors and solid slabs)
3. The dynamic study of the building by “ROBOT” which is structural calculation software to determine the different stresses due to permanent, operating and seismic loads.
4. Calculation of the reinforcement of the various resistant elements of the structure (posts, beams, sails) and the foundations.

Keywords: Project, Building, Study, RPA99, CBA93

Sommaire

REMERCIEMENTS	4
Dédicace	5
Résumé	6
ملخص	7
Abstract	8
Sommaire	9
La liste des figures.....	21
La liste des tableaux.....	23
LISTE DES NOTATIONS :	24
Introduction générale.....	1
Chapitre 01 : présentation du projet	3
1.1. Présentation de l'ouvrage :	3
1.2. Caractéristique géométrique :	3
1.3. Donnée sismique de la structure :	3
1.4. Les éléments de l'ouvrage :	4
1.4.1. Planchers :	4
1.4.2. Ossature :	4
1.4.3. Les escaliers :	4
1.4.4. La terrasse :	4
1.4.5. L'acrotère :	4
1.4.6. Maçonnerie :	5
1.4.7. La cage d'ascenseur :	5
1.4.8. Le revêtement :	5
1.4.9. Les fondations :	5
1.4.10. Système de coffrage :	5
1.4.11. Isolation :	5
1.5. Règlementation et normes utilisés :	6
1.6. Définition des états limites et les hypothèses de calcul :	6
1.6.1. Etats limites ultimes (ELU) :	6
1.6.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :	6
1.6.3. Etats limites de service (ELS) :	7
1.6.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :	8
1.7. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :	8
1.7.1. Béton :	8

1.7.1.1. Dosage du béton :	8
1.7.1.2. Résistance du béton à la compression :	9
1.7.1.3. Résistance du béton à la traction :	9
1.7.1.4. Module de déformation longitudinale :	9
1.7.1.4.1. Module de déformation instantanée :	9
1.7.1.4.2. Module de déformation différée :	10
1.7.1.5. Module de déformation transversale :	10
1.7.1.6. Modèles de calcul :	10
1.7.1.6.1. A l'ELU :	10
1.7.1.8.2. A l'ELS :	11
1.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :	11
1.7.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :	11
1.7.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :	12
1.7.1.10. Poids volumique de béton :	12
1.7.2. Acier :	12
1.7.2.1. Caractéristiques mécaniques :	12
1.7.2.2. Diagramme déformations contraintes :	13
1.7.2.2.1. L'ELU :	13
1.7.2.2.2. L'ELS :	13
1.8. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	14
1.8.1. Etat limite ultime :	14
1.8.2. Etat limite de service :	14
1.8.3. Etat limite accidentelle :	14
Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges	16
2.1. Pré dimensionnement :	16
2.1.1. Introduction :	16
2.1.2. Plancher à corps creux :	16
2.1.3. Les Voiles :	17
2.1.4. Poutres principales :	17
2.1.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :	17
2.1.4.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :	18
2.1.4.3. Critères de flèche :	18
2.1.4.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :	18
2.1.5. Poutres secondaires :	19
2.1.5.1. Selon les Règles de BAEL93 :	19

2.1.5.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :	19
2.1.5.3. Critères de flèche :	19
2.1.5.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :	19
2.1.6. Pontaux :	20
γ _s : Coefficient de sécurité de l'acier=1,15	21
• Charges permanentes et surcharges d'exploitation :	22
2.2. Descente Des Charges :	24
2.2.1. Introduction :	24
2.2.2. Plancher Terrasse inaccessible :	Erreur ! Signet non défini.
2.2.3. Plancher Etage Courant :	25
2.2.6. Balcon :	25
2.2.7. Mur Extérieure :	26
2.2.8. Mure Intérieur :	26
2.2.9. Escalier :	26
2.2.9.1. Volée (la paillasse) :	26
2.2.9.2. Palier :	27
2.3. Conclusion :	27
Chapitre 03 : Etude des planchers	29
3.1. Introduction :	29
3.2. Plancher à corps creux :	29
3.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :	29
3.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :	31
3.2.2.1. Armatures perpendiculaires aux nervures :	31
3.2.2.2. Armatures parallèles aux nervures :	31
3.2.3. Evaluation de ma charge :	31
3.2.4. Méthode de calcul :	32
[B AE L 91/B.6.2 ,21]	33
[B AE L 91/B.6.2 ,22]	33
• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:	33
Conclusion :	33
Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé):	34
3.2.5. Détermination des armatures :	40
3.2.5. Calcul des armatures transversales :	43
3.2.6. Vérification de la flèche :	45
Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux	50

4.1. Introduction :	50
4.2. Etude d'acrotère :	50
4.2.1. Définition :	50
4.2.2. L'acrotère :	50
4.2.3. Calcul des sollicitations :	50
4.2.3.1. Charge permanente :	50
4.2.3.2. Charge d'exploitation :	51
4.2.3.3. La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)] :	51
4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :	51
4.2.4.1. ELU :	51
4.2.4.2. ELS ;	52
4.2.5. Calcul de ferrailage :	52
4.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu :	52
4.2.6. Calcul en flexion simple :	52
4.2.6.1. Moment fictif :	52
4.2.6.2. Moment réduit :	53
4.2.6.3. Armatures fictives :	53
4.2.6.4. Condition de non fragilité :	53
4.2.6.5. Les armatures des répartitions :	53
4.2.7. Vérifications à l'ELU :	54
4.2.7.1. Condition de non fragilité :	54
4.2.7.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	54
4.2.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3) :	54
4.2.7.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23) :	55
4.2.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99) :	55
4.2.8. Vérification à l'ELS :	55
4.2.8.1. Position de l'axe neutre :	55
4.2.8.2. Moment d'inertie :	55
4.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :	55
4.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :	56
4.2.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	56
4.3. Etude des balcons :	57
4.3.1. Epaisseur de balcon :	57
4.3.2. Détermination des charges :	57
4.3.2.1. Charge permanente :	57

4.3.2.2. Charges d'exploitations :	57
4.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	58
4.3.3.1. Combinaison de charge :	58
4.3.3.2. Calcul des efforts internes :	58
4.3.4. Calcul à l'ELU :	59
4.3.4.1. Armatures principales :	59
4.3.4.2. Armatures de répartition :	59
4.3.5. Vérifications à l'ELU :	59
4.3.5.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).	59
4.3.5.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).	59
4.3.5.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)	60
4.3.5.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	60
4.3.5.4.1. Armatures longitudinales :	60
4.3.5.4.2. Armatures transversales :	60
4.3.5.5. Espacement des barres :	61
4.3.5.5.1. Armatures longitudinales :	61
4.3.5.5.2. Armature transversale :	61
4.3.6. Calcul à l'ELS :	61
4.3.6.1. Combinaison de charge :	61
4.3.6.2. Calcul des efforts internes :	62
4.3.6.2.1. Position de l'axe neutre :	62
4.3.6.2.2. Moment d'inertie :	62
4.3.6.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)	62
4.3.6.4. État limite d'ouvertures des fissures :	63
4.3.6.5. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	63
4.4. Etude escalier :	64
4.4.1. Introduction :	64
4.4.2. Définition des éléments d'un escalier :	64
4.4.3. Dimensionnement :	65
4.4.3.1. Vérification de la loi de BLANDEL :	65
4.4.3.2. Nombre de contre marches :	65
4.4.3.3. Nombre de marches :	65
4.4.3.4. La ligne de foulée :	66
4.4.3.5. L'inclinaison :	66
4.4.3.6. La longueur de la paillasse (Lpaillasse) :	66

4.4.3.7. L'épaisseur de la paillasse et le palier :	66
4.4.4. Détermination des charges et surcharges :	66
4.4.4.1. Charges permanentes :	66
4.4.4.1.1. Palier :	66
4.4.4.1.2. Pailasse :	67
4.4.4.2. Charges d'exploitations :	67
4.4.4.3. Combinaison de charges :	67
4.4.4.3.1. Etat limite ultime (ELU) :	67
4.4.4.3.2. Etat limite service (ELS) :	67
4.4.5. Le schéma statique :	68
4.4.5.1. Calcul des efforts internes :	68
4.4.5.3. Calcul à l'ELU :	68
4.4.5.3.1. Ferrailage en travée :	68
4.4.5.3.2. Armatures de répartition :	69
4.4.5.3.1. Ferrailage en appuis :	69
4.4.5.3.2. Armatures de répartition :	69
4.4.5.4. Vérifications à l'ELU :	69
4.4.5.4.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).	69
4.4.5.4.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	69
4.4.5.4.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)	70
4.4.5.4.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	70
4.4.5.4.4.1. Armatures longitudinales :	70
4.4.5.4.4.2. Armatures transversales :	71
4.4.5.4.4.3. Espacement des barres :	71
4.4.5.4.4.3.1. Armatures longitudinales :	71
4.4.5.4.4.3.2. Armatures transversales :	71
4.4.5.5. Calcul à l'ELS :	71
4.4.5.5.1. Calcul des efforts internes :	71
4.4.5.5.1.1. Position de l'axe neutre :	72
4.4.5.5.1.2. Moment d'inertie :	72
4.4.5.5.2. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)	73
4.4.5.5.3. État limite d'ouvertures des fissures :	73
4.4.5.5.4. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	73
4.5. Calcul de la salle machine :	75
4.5.1. Introduction :	75

3.5.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :	75
3.5.2.1. Epaisseur de la dalle h_0 :	75
3.5.3. Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage :	76
3.5.4. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)	77
3.5.5. Les moments agissants sur la dalle :	77
3.5.6. Ferrailage de la dalle :	78
3.5.6.1. Dans le sens x-x :	78
3.5.6.1.1. En travée :	78
3.5.6.1.2. Aux appuis :	78
3.5.6.2. Dans le sens y-y :	78
3.5.6.2.1. En travée :	78
3.5.6.2.2. Aux appuis :	79
3.5.7. Vérification à l'ELU :	79
3.5.7.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :	79
3.5.7.1.1. Dans le sens x-x :	79
3.5.7.1.2. Dans le sens y-y :	80
3.5.7.2. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :	80
3.5.7.2.1. Sens principal :	80
3.5.7.2.2. Sens perpendiculaire :	80
3.5.7.3. Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :	80
3.5.7.4. Vérification des contraintes tangentielles :	80
3.5.7.5. Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :	81
3.5.8. Vérification à l'ELS :	81
3.5.8.1. Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :	81
3.5.8.2. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle pleine :	81
3.5.8.3. Superposition des moments agissant au centre du panneau :	81
3.5.8.4. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers: (Art A.)	82
3.5.8.4.1. Position de l'axe neutre :	82
3.5.8.4.2. Moment d'inertie :	82
3.5.8.5. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)	82
3.5.8.6. État limite d'ouvertures des fissures :	82
3.5.8.7. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	83
Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.	86
5.1. Introduction :	86
5.2. Choix de la méthode de calcul :	86

5.2.1. Méthode statique équivalente :	86
5.2.1.1. Principe de la méthode :	86
5.2.1.2. Conditions d'application de la MSE :	86
5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	87
5.2.2.1. Principe de la méthode dynamique modale :	87
5.2.2.2. Les hypothèses :	87
5.3. Méthode d'analyse modale spectrale :	87
5.3.1. Principe :	87
5.3.2. Domaine d'application :	87
5.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :	87
5.3.3.1. Coefficient d'accélération A :	87
5.3.3.2. Coefficient de comportement global de la structure R :	87
5.3.3.3. Facteur de qualité Q :	88
5.3.3.3.1. Régularité en plan :	88
5.3.3.3.2. Régularité en élévation :	88
5.3.3.3.3. Contrôle de la qualité des matériaux :	88
5.3.3.3.4. Contrôle de la qualité de l'exécution :	88
5.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement " η " :	89
5.3.3.5. Période T1 et T2 du site considérée S3 :	89
5.3.3.6. Spectre de réponse de calcul :	89
5.3.3.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	89
5.3.3.8. Estimation de la période fondamentale de la structure :	89
5.3.3.9. Facteur d'amplification dynamique moyen D :	90
5.4. Poids total de la structure :	90
5.5. Modélisation de la structure :	91
5.5.1. Position des voiles :	91
5.6. Calcul de la force sismique totale :	92
5.7. Résultats de calcul :	93
5.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003 :	95
5.8. Evaluation des excentricités :	96
5.8.1. Excentricités théoriques :	96
5.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :	98
5.10. Vérification des déplacements inter étage :	98
5.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$:	99
4.12. Calcul de renversement :	101

5.13. Vérification efforte normal :	103
5.14. Conclusion :	103
Chapitre 06 : Etude des portiques	105
6.1. Introduction ;	105
6.2. Etude des poutre :	105
6.2.1. Introduction :	105
6.2.2. Les moments de la poutre :	105
6.2.3. Combinaisons d'actions :	105
6.2.3.1. Selon B.A.E.L 91 :	105
6.2.3.2. Selon R.P.A 99/V2003 :	105
6.2.4. Tableau des sollicitations :	106
6.2.3. Poutre Principales étage courants :	106
6.2.3.1. Ferrailage longitudinal :	106
6.2.3.1.1. En travée :	106
6.2.3.1.1.1. Calcule des ferrailages :	106
6.2.3.1.1.2. Vérification à l'ELU :	107
6.2.3.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	107
6.2.3.1.1.2.2. RPA :	107
6.2.3.1.1.3. Vérification à l'ELS :	107
6.2.3.1.1.3.1. Position de l'axe neutre :	107
6.2.3.1.1.3.2. Moment d'inertie :	107
6.2.3.1.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	107
6.2.3.1.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	107
6.2.3.1.2. En appuis :	108
6.2.3.1.2.1. Calcule des ferrailages :	108
6.2.3.1.2.2. Vérification à l'ELU :	108
6.2.3.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	108
5.5.5.1.2.2.2. RPA :	108
5.5.5.1.2.3. Vérification à l'ELS :	109
5.5.5.1.2.3.1. Position de l'axe neutre :	109
5.5.5.1.2.3.2. Moment d'inertie :	109
5.5.5.1.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	109
5.5.5.1.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	109
5.5.5.2. Ferrailage longitudinal :	109
5.5.5.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	109

5.5.5.2.2. Calcul du diamètre :	110
5.5.5.2.3. Calcul de l'espacement :	110
5.5.5.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	110
5.5.5.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	110
6.3. Etude des poteaux :	113
6.3.1. Leurs rôles :	113
6.3.2. Combinaison de charges :	114
6.3.3. Les types de poteaux :	114
6.3.4. Exemple de calcul :	115
6.3.4.1. Ferrailage du poteau de section (70 X 70) cm ² :	115
6.3.4.1.1. Les armatures longitudinales :	115
Chapitre 07 : Etude des voiles.....	133
7.1. Introduction :	133
7.2. Ferrailage des voiles de contreventement :	133
7.3. Exemple de calcul :	134
7.3.1. Les caractéristiques géométriques :	134
7.3.2. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :	134
7.3.3. Détermination la contrainte moyenne de la bande d1 :	135
7.3.4. L'effort normal appliqué sur la bande d1 :	135
7.3.5. Calcul de l'effort limite ultime :	135
7.4. Calcul de ferrailage :	136
7.4.1. L'effort normal appliqué sur la bande d1 :	136
7.4.2. Détermination la contrainte moyenne dans zone d'about :	136
7.4.3. Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about :	137
7.5. Armatures minimales RPA :	137
7.6. Armatures courantes :	137
7.7. Espacement des armatures verticales :	138
7.8. Vérification de la contrainte de cisaillement :	138
Chapitre 08 : Etude de fondation.....	141
8.1. Introduction :	141
8.1.1. Fondations superficielles :	141
8.1.2. Fondations profondes :	141
8.2. Choix du type de fondation :	141
8.3. Etude de radier :	142
8.3.1. Pré dimensionnement du radier :	142

8.3.1.1. Condition de rigidité :	142
8.3.1.2. Condition forfaitaire :	143
8.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :	143
8.3.1.4. Condition de non poinçonnement :	144
8.4. Hauteur et épaisseur de la nervure h_n :	145
8.5. Epaisseur de la dalle :	145
8.6. Pré-dimensionnement des poutres :	145
8.7. Déterminations des sollicitations :	145
8.7. Combinaison d'action :	146
8.7.1. Vérification des contraintes sous radier :	146
8.7.1.1. A L'ELU :	146
8.7.1.2. A L'ELS :	146
8.8. Vérification de l'effet de sous pression :	147
8.9. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :	147
8.9.1. Sens x_x :	148
8.9.1.1. En travée :	148
8.9.1.1.1. Calcule des ferrailages :	148
8.9.3.1.2. Vérification à l'ELU :	148
8.9.3.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	148
8.9.3.1.2.2. Espacement des barres :	148
8.9.3.1.3. Vérification à l'ELS :	148
8.9.3.1.3.1. Position de l'axe neutre :	148
8.9.3.1.3.2. Moment d'inertie :	148
8.9.3.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	149
8.9.3.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	149
8.9.3.2. En appuis :	149
8.9.3.2.1. Calcule des ferrailages :	149
8.9.3.2.2. Vérification à l'ELU :	149
8.9.3.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	149
8.9.3.2.2.2. Espacement des barres :	150
8.9.3.2.3. Vérification à l'ELS :	150
8.9.3.2.3.1. Position de l'axe neutre :	150
8.9.3.2.3.2. Moment d'inertie :	150
8.9.3.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	150
8.9.3.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	150

8.9.4. Sens yy :.....	151
8.9.4.1. En travée :.....	151
8.9.4.1.1. Calcule des ferrailages :.....	151
8.9.4.1.2. Vérification à l'ELU :.....	151
8.9.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	151
8.9.4.1.2.2. Espacement des barres :.....	151
8.9.4.1.3. Vérification à l'ELS :	151
8.9.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :	151
8.9.4.1.3.2. Moment d'inertie :	152
8.9.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	152
8.9.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	152
8.9.4.2. En appuis :.....	152
8.9.4.2.1. Calcule des ferrailages :.....	152
8.9.4.2.2. Vérification à l'ELU :.....	153
8.9.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	153
8.8.4.2.2.2. Espacement des barres :.....	153
8.8.4.2.3. Vérification à l'ELS :	153
8.8.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :	153
8.9.4.2.3.2. Moment d'inertie :	153
8.9.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	153
8.9.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	154
8.10. Ferrailage de la poutre nervure :.....	154
CONCLUSION GENERALE :.....	156
Bibliographie.....	157

La liste des figures

Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudiée.	3
Figure 1.2 : Diagramme déformations limites de la section.	7
Figure 1.3 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.	11
Figure 1.4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.	11
Figure 1.5 : Diagramme contrainte déformation.	13
Figure 2.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	16
Figure 2.2 : Coupe de voile.	17
Figure 2.3 : Dimensions de poutres.	17
Figure 2.4 : Poutres Principale.	18
Figure 2.5 : Poutre secondaires.	19
Figure 2.6 : Schéma de la loi de dégression.	20
Figure 2.7 : Schéma représentatif d'un étage courant.	20
Figure 2.8 : Plancher terrasse inaccessible.	24
Figure 2.9 : Section transversale d'un plancher.	25
Figure 2.10 : Plancher balcon.	25
Figure 2.11 : coupe vertical de mur extérieure.	26
Figure 3.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	29
Figure 3.2 : Schéma des poutrelles.	30
Figure 3.3 : Section de la nervure.	30
Figure 3.4 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 1	35
Figure 3.5 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.	39
Figure 3.6 : Section de calcul.	40
Figure 3.7 : Section de calcul en travée.	40
Figure 3.8 ; Section de calcul en appuis.	42
Figure 3.9 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	44
Figure 3.10 : Section de calcul.	46
Figure 4.1 : Coupe transversal de l'acrotère.	51
Figure 4.2 : Schéma statique de l'acrotère.	51
Figure 4.4 : schémas de ferrailage d'acrotère.	57
Figure 4.5 : Schéma statique de calcul à l'ELU.	58
Figure 4.6 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	58
Figure 4.7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	58
Figure 4.8 : Schéma statique de calcul à l'ELS.	61
Figure 4.9 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	62
Figure 4.10 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	62
Figure 4.11 : plan de ferrailage des balcons.	63
Figure 4.12 : Schéma statique des escaliers.	68
Figure 4.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	68
Figure 4.14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	71
Figure 4.15 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.	75
Figure 5.1 : disposition des voiles.	91
Figure 5.2 : Vue de la structure modélisée.	91
Figure 5.3 : Vue de la structure modélisée.	92
Figure 5.4 : Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).	94
Figure 5.5 : Le 2ème est une translation suivant l'axe (y-y) Erreur ! Signet non défini.	

Figure 5.6 : : le 3ème mode de torsions.	94
Figure 6.1 : Ferrailages Poutre étages courants 45*30.	112
Figure 6.2 : Ferrailages Poutre étage courant 35*30 cm.....	112
Figure 6.3 : Ferrailages Poutre Terrasse 40*30 cm.....	112
Figure 6.4 : Ferrailages Poutre Terrasse 35*30 cm.....	113
Figure 6.5 : Sollicitation sur les poteaux.....	114
Figure 6.6 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	116
Figure 6.7 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	118
Figure 6.8 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	121
Figure 6.9 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	124
Figure 6.10 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.....	126
Figure 6.11 : Ferrailage des poteaux.....	131
Figure 7.1 : les sollicitations de calcul d'un voile.	134
Figure 7.2 : Ferrailage du voile de contreventement.....	139
Figure 8.1 : dimensions de la poutre.	145
Figure 8.2 : Cartographies A L'ELU.....	146
Figure 8.3 : Cartographies A L'ELS.....	146
Figure 8.4 : Ferrailages de radier.	154
Figure 8.5 : Ferrailage de la poutre nervure.....	155

La liste des tableaux

Tableau 1.1 : Dimensions de plan.	3
Tableau 1.2 : Différents types d'acier.	13
Tableau 2.1 : récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation.	22
Tableau 2.2 :	23
Tableau 2.3: Plancher Terrasse accessible.	24
Tableau 2.4 : Plancher étage courant.	25
Tableau 2.5 : Balcon.....	25
Tableau 2.6 : Mur extérieurs (double parois).	26
Tableau 2.7 : Murs intérieur.	26
Tableau 2.8 : Les charges de la paillasse.	27
Tableau 2.9 : Les charges de palier.	27
Tableau 3.1 : Evaluation des charges.....	32
Tableau 3.2 : <i>Tableau récapitulatif pour le choix des armatures entravées et appuis</i>	48
Tableau 4.1 : Les charges de Palier.....	66
Tableau 4.2 : Les charges de la paillasse.	67
Tableau 4.1 : Pénalités du facteur de qualité.....	88
Tableau 5.2 : Taux de participation modale.....	93
Tableau 5.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.	96
Tableau 5.4 : les forces sismiques des deux directions.	98
Tableau 5.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.....	98
Tableau 5.6 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.	100
Tableau 5.7 : la valeur de M_s et M_r suivant X,Y.	102
Tableau 5.8 : Effort normal.....	103
Tableau 6.1 : Les valeurs des moments de chaque niveau.....	106
Tableau 6.2 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).	111
Tableau 6.3 : récapitulatif des sections des poteaux.	114
Tableau 6.4 : Ferrailage de poteaux 55*55 ACC.....	128
Tableau 6.5 : récapitulatif du ferrailage des poteaux.	131
Tableau 7.1 : Sollicitations obtenues par ROBOT.....	134
Tableau 7.2 : Ferrailage du voile de contreventement.	139
Tableau 8.1 : récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....	145
Tableau 8.2 : Ferrailage de la poutre nervurée.	154

LISTE DES NOTATIONS :

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

E_{ij} : déformations instantanées.

E_{vj} : déformations différées.

ν : coefficient de poisson.

α : Angle, coefficient dimension.

δ_k : déplacements relatifs.

Δ_k : déplacements admissibles inter étages.

β : Coefficient de pondération.

γ : coefficient partiel de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

θ : coefficient d'application de charge

σ_{st} : contrainte d'acier.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

f_e : limite élastique d'acier.

E_b : module de déformation du béton.

E_s : module de déformation du béton.

A : coefficient d'accélération de zone.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

ρ : poids volumique.

μ : moment réduit.

τ : contrainte tangentielle.

ELU : état limite ultime.

ELS : état limite service.

AS : aire d'une section d'acier.

At : section d'armatures transversales.

Ar : armatures de rive.

Amin : armatures minimales.

Av : armatures verticales.

Ah : armatures horizontales.

\emptyset : diamètre.

Tu : contrainte ultime de cisaillement.

T : période.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

e : enrobage.

hd : épaisseur des dalles.

ep : épaisseur.

L : longueur.

Mt : moment en travée.

Mo : moment en appuis d'une poutre reposant sur 2 appuis libres.

Ma : moment en appuis.

M1 : coefficient par rapport aux armatures tendus : coefficient de PIGEAUD.

M2 : coefficient de PIGEAUD.

Mu : moment à l'état limite ultime ;

Mser: moment à l'état limite service.

St : espacement.

Mxu,Myu: moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

Mxser,Myser: moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

Madxu,Madyu: moment en appuis droite à l'état limite ultime dans les direction X et Y.

Madxser,Madyser : moment en appuis droite à l'état limite service dans les direction X et Y.

Magxu,Magyü : moment en appuis gauche à l'état limite ultime dans les direction X et Y.

Magxser,Magyser: : moment en appuis gauche à l'état limite service dans les direction X et Y.

Mr : moment de renversement.

Ms : moment stabilisant.

Mf: moment fictive.

a : épaisseur du de voile.

d : hauteur utile

C : centre de pression.

he : hauteur libre d'étage.

Vu : effort tranchant.

Wp: poids propre de l'acrotère.

Cp : facteur de force horizontale.

Fp : l'action de la force sismique appliquée sur l'acrotère.

Nser : effort normal pondéré l'état limite service.

Nu : effort normal pondéré à l'état limite ultime.

P : force concentrée.

Lv : longueur de la volée.

f : flèche.

\bar{f} : flèche admissible.

Qu : charge calculée à l'état limite ultime.

Qser : charge calculée à l'état limite service.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement ;

W : poids total de la structure.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

d : dimension du bâtiment mesure à sa base.

pq: pénalité.

WGi : poids du aux charges permanentes.

WQi : poids du aux charges d'exploitation.

V : effort sismique

F_i : force concentrée au sommet de la structure.

R_x, R_y : coordonnées du centre de masse selon X et Y;

G_x, G_y : coordonnées du centre de rigidité selon X et Y.

I_{xi}, I_{yi} : moment d'inertie par rapport aux axes OX et OY.

e_{x0}, e_{y0} : l'excentricité théorique dans les directions X et Y.

e_{x1}, e_{y1} : l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.

L_r : longueur de recouvrement.

Introduction générale.

Dans le cas présent, il est important d'anticiper les manières dont les ouvrages peuvent se déformer suite aux secousses et de comprendre les implications de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de l'ouvrage porteur ainsi que sur chacun de ses éléments constitutifs. La construction doit être capable de répondre aux sollicitations sismiques de la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre, et de nombreuses caractéristiques précisées par l'ingénieur.

La manière dont les bâtiments se comportent sera conditionnée par la conception architecturale. En cas de tremblement de terre majeur, le bâtiment a d'autant plus de chances de résister qu'il se produit plus régulièrement.

Une action régulière doit prendre en compte la réponse dynamique de la structure aux contraintes plutôt qu'une mauvaise architecture.

Chaque composant de la structure aura des qualités matérielles, des dispositions architecturales et des proportions permettant de minimiser les déformations de cette construction. En permettant de gérer leurs ravages notamment la rupture et l'effondrement, si les secousses sont effectivement puissantes.

Notre pays présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'installation d'un bâtiment exige la connaissance et l'implication de tous les facteurs tels que la zone sismique, nature du sol, géométrie et nature de la structure à choisir...)

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à RDC plus 7 étages, à usage d'habitation, dont la forme en plan est régulière.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BEAL91/99 ET CBA93° ET LES DOCUMENTS TECHNIQUES Y AFFÉRANT (D.T.R.BC2.2)

Chapitre 01 :

Présentation du

projet

Chapitre 01 : présentation du projet

1.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous étudions se compose de huit étages à usage habitation.

Notre projet se situe dans la ville d'Mostaganem, qui est une zone sismique à activité sismique moyenne (zone IIA) selon les règles sismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

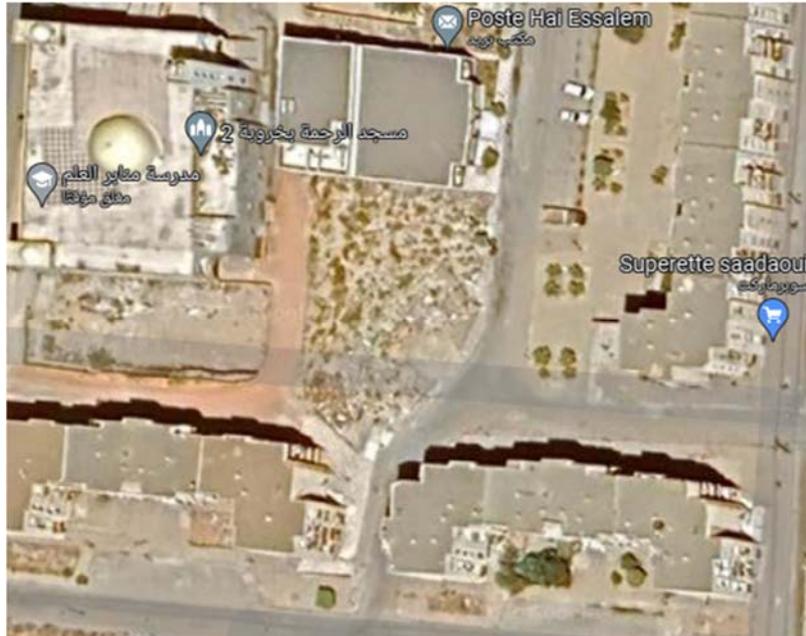


Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudié.

1.2. Caractéristique géométrique:

Longueur totale du bâtiment	26.25 m
Largeur totale du bâtiment	17 m
Hauteur totale du bâtiment	24.48 m
Hauteur des étages courants	3.06 m

Tableau 1.1 : Dimensions de plan.

1.3. Donnée sismique de la structure :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (zone IIA).

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1b.

Chapitre 01 : présentation du projet

- ❖ La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}$.
- ❖ Le site selon le rapport géotechnique est de classe (S3).

1.4. Les éléments de l'ouvrage :

1.4.1. Planchers :

Le type de plancher adopté est le plancher semi-préfabriqué en « poutrelles + corps Creux + dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.
- Néanmoins, il existe des zones où on a opté les dalles pleines, à cause de leurs Formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes), et ça dans le but de minimiser Le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

1.4.2. Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles (leur rôle est la stabilité et la rigidité de la structure) Ils sont destinés à reprendre les charges et surcharges et les transmettre aux fondations

1.4.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

1.4.4. La terrasse :

Notre projet comporte une terrasse accessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouche.

1.4.5. L'acrotère :

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

Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

Chapitre 01 : présentation du projet

1.4.6. Maçonnerie :

- ❖ **Murs extérieurs (remplissage) :** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm.

1.4.7. La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

1.4.8. Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- ❖ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ❖ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Céramique pour salle d'eau et cuisine.

1.4.9. Les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.4.10. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

1.4.11. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

1.5. Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux règlements ci-après :

- ❖ Le CBA93 (Code De Béton Armé « règles de conception et de calcul des structures en béton armé »).
- ❖ Le RPA (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.6. Définition des états limites et les hypothèses de calcul :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

1.6.1. Etats limites ultimes (ELU) :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- ❖ Etat limite de résistance des matériaux constitutifs (rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées, Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

1.6.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée
- ❖ Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.

Chapitre 01 : présentation du projet

- L'acier en traction et en compression.
- ❖ Le diagramme des déformations limite d'une section satisfaite à la règle dite des pivots c'est-à-dire :
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

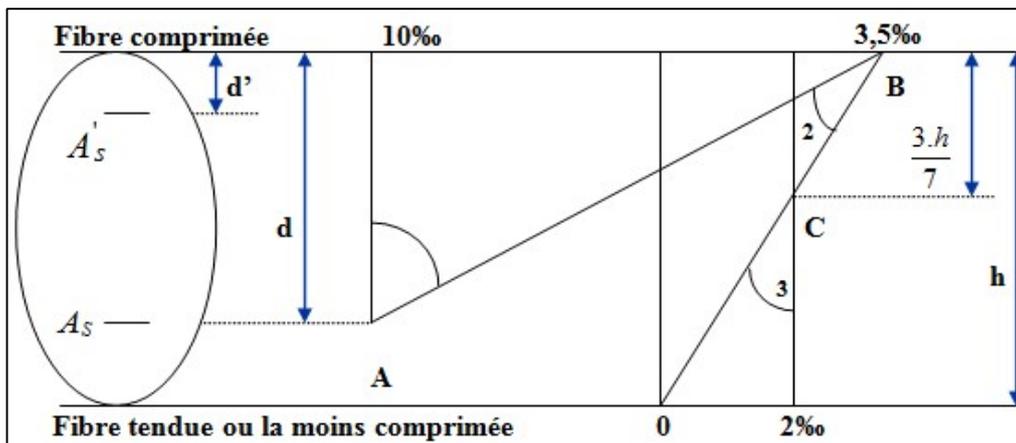


Figure 10.2 : Diagramme déformations limites de la section.

1.6.3. Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Ils correspondent aux phénomènes suivants : Ouvertures excessives des fissures, compression excessive du béton, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations excessives et inconfortables Pertes d'étanchéité.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

Chapitre 01 : présentation du projet

- ❖ La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- ❖ La limitation de la compression du béton.
- ❖ La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

1.6.4.Hypothèse de calcul à L'ELS :

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

- ❖ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton $E_s = 15 E_b$; $n = 15$: Coefficient d'équivalence.

1.7.Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :

1.7.1.Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- ❖ Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- ❖ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ❖ Bonne résistance à la compression.
- ❖ Faible résistance à la traction.

1.7.1.1. Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

Notre composition courante de 1m³ de béton est :

- ❖ 350 à 400 kg de ciment
- ❖ 175 à 200 l d'eau
- ❖ 400 kg de sables (dimension < 6 mm)
- ❖ 800 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm)

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir:

Chapitre 01 : présentation du projet

- ❖ Une résistance mécanique élevée.
- ❖ Un retrait minimum.
- ❖ Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

1.7.1.2. Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée [f_{c28}], elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement. Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci-dessous selon **BAEL 91(Art 2-1-11)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1.1f_{c28}$

1.7.1.3. Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

1.7.1.4. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

1.7.1.4.1. Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 33164.195 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Chapitre 01 : présentation du projet

1.7.1.4.2. Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

1.7.1.5. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3). C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :
 - A. $\nu = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
 - B. $\nu = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

1.7.1.6. Modèles de calcul :

1.7.1.6.1. A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.3, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon \leq 2\%$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \varepsilon \leq 3.5\%$: compression avec flexion.

Avec ε : Raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentaire} \end{cases}$$

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

Chapitre 01 : présentation du projet

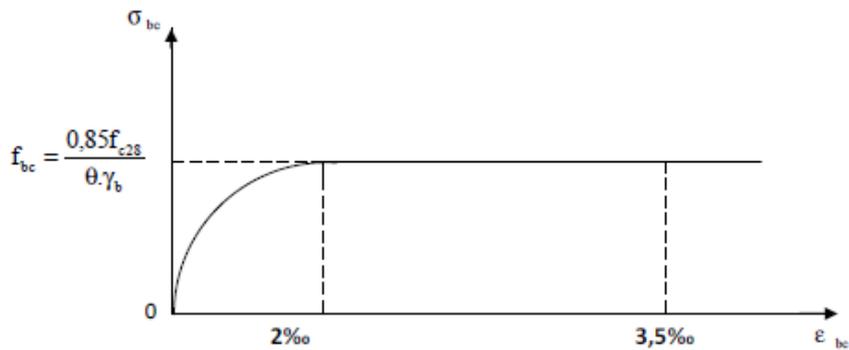
$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa

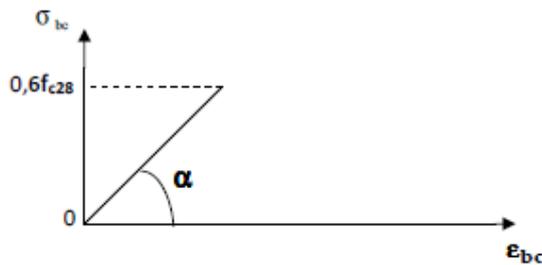
Figure 1.3 :
de calcul
déformation du
l'ELU



1.7.1.8.2. A l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.56 \times f_{t28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$



$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Figure 10.4: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

1.7.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

1.7.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Chapitre 01 : présentation du projet

1.7.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

T_U : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

1.7.1.10. Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m³ il n'est pas armé.

2500 daN/m³ il est armé.

1.7.2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE500, pour les armatures longitudinales.

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400

1.7.2.1. Caractéristiques mécaniques :

Chapitre 01 : présentation du projet

Tableau 1.2 : Différents types d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210000$ MPa

1.7.2.2. Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à est défini :

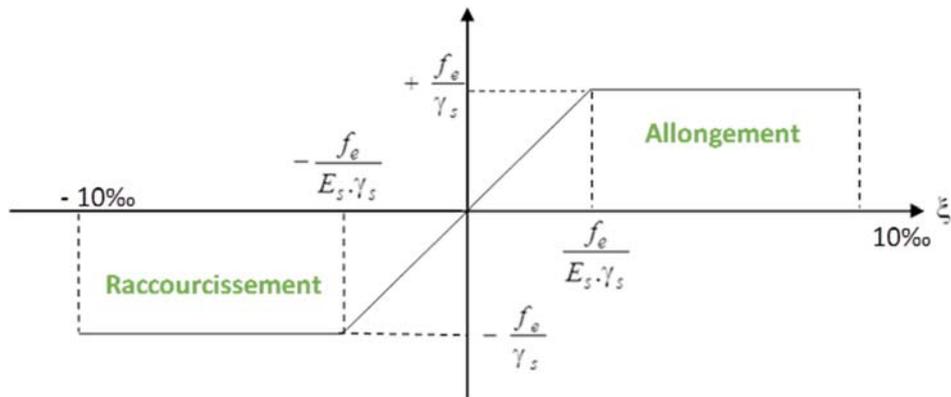


Figure 10.5 : Diagramme contrainte déformation.

1.7.2.2.1. L'ELU :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ [BAEL91 / A.4.3.2]

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{cases}$$

1.7.2.2.2. L'ELS :

a) Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à F_e [BAEL91/A.4.5,32]

b) Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,33]

c) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

Chapitre 01 : présentation du projet

n: Coefficient de fissuration

$n = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$n = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

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

1.8.1. Etat limite ultime :

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

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

1.8.2. Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

1.8.3. Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes

$G+Q \pm E$

$0,8G \pm E$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par $G+Q \pm 1,2E.$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte : $e = h-d$ avec $d = h-e$

- **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**
- La résistance du béton à la traction est : **$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$**
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : **H.A. $f_e = 400 \text{ MPa}$**

Transversales : on a choisi le : **R.L. $f_e = 235 \text{ MPa}$**

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.1. Pré dimensionnement :

2.1.1. Introduction :

D'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois des règlements

Avant de commencer tout calcul des éléments de la structure, il est nécessaire de considérer leurs pré dimensionnements, et ceci sur la base des dispositions de la loi. **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux.

Le pré dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

2.1.2. Plancher à corps creux :

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisé à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.2.1.)

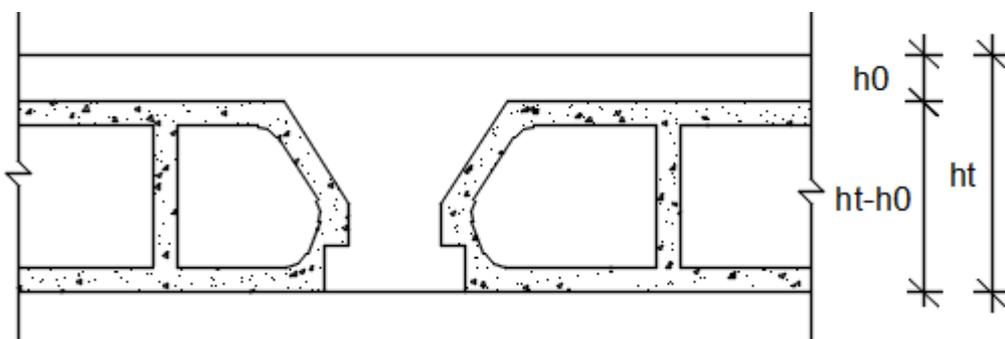


Figure 02.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec:

h_t : Epaisseur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h-h_0)$: Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

[BAEL91/ 7.6.8, 424]

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Avec :

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On $L_{max} = 425$

$$\frac{425}{25} \leq h_t \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 17 \leq h_t \leq 21.25$$

On prendra : $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$.

2.1.3. Les Voiles :

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

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99 modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

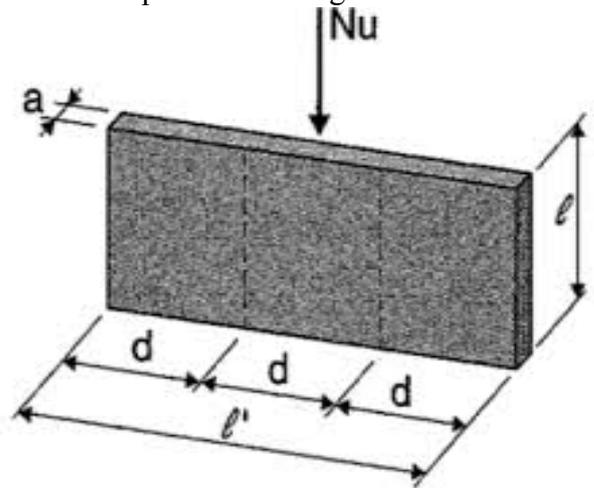
$$L \geq 4a \text{ et } a \geq \frac{he}{20}.$$

Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Figure 2.2 : Coupe de voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

la hauteur libre he et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure 2.3



$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 * 20 = 80 \text{ cm}$$

On prend $L = 120 \text{ cm}$

2.1.4. Poutres principales :

2.1.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :

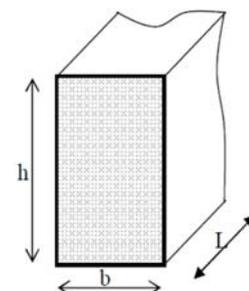
La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots \dots \dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots \dots \dots (2)$$

Figure 2.3: Dimensions de poutres.

Avec :



Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{ la portée de la poutre} \\ h : \text{ la hauteur de la poutre} \\ b : \text{ la largeur de la poutre} \end{array} \right.$

2.1.4.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

- ❖ $b \geq 20 \text{ cm}$
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm}$
- ❖ $\frac{h}{b} < 4$

2.1.4.3. Critères de flèche :

$$L = 5.25 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10} \Rightarrow 35 \text{ cm} \leq h \leq 52.5 \text{ cm}$$

Pour le choix de b :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$10.5 \leq b \leq 36.75$$

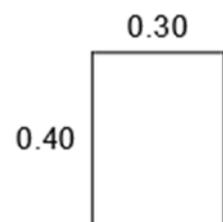
On prendra : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

2.1.4.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 0.75 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{ les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Figure 02.4 : Poutres Principale.



2.1.5. Poutres secondaires :

2.1.5.1. Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- { L : la portée de la poutre
- { h : la hauteur de la poutre
- { b : la largeur de la poutre

2.1.5.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

- ❖ $b \geq 20 \text{ cm}$
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm}$
- ❖ $\frac{h}{b} < 4$

2.1.5.3. Critères de flèche :

$$L = 5.25 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

Pour le choix de b :

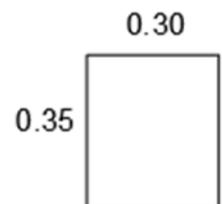
$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$8.5 \leq b \leq 29.75$$

On prendra : **h = 35 cm** et **b = 30 cm**

2.1.5.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 0.86 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées}$$



Donc la section de la poutre secondaires est de dimension $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Figure 2.5 : Poutre secondaires.

2.1.6. Pontaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression. Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

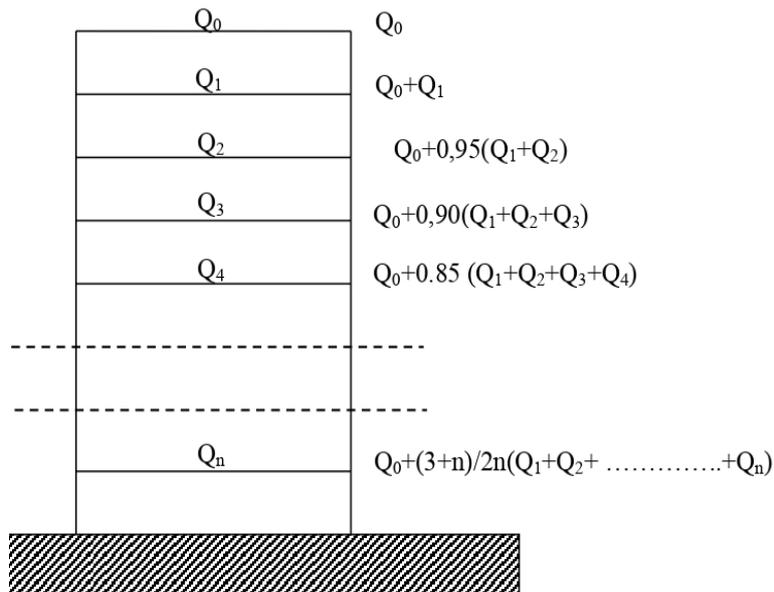


Figure 2.6 : Schéma de la loi de dégression.

Le coefficient $\frac{n+3}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

- Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)

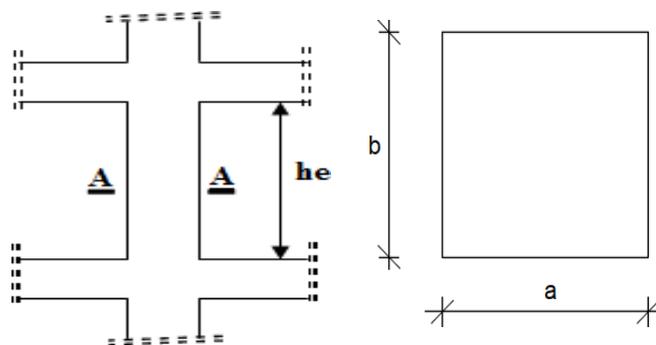


Figure 2.7 : Schéma représentatif d'un étage courant.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

$$\begin{cases} \text{Min (a; b)} \geq 25 \text{ cm} \\ \min(\text{a; b}) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{1}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec : h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq (B_r \times \sigma_b + A \times \sigma_s)$$

B_r : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section

réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$B_r = (a - 2)(b - 2); \text{ a et b: en [cm].}$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

γ_b: Coefficient de sécurité du béton = 1,5

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

f_e: Nuance de l'acier (limite d'élasticité; f_e = 400 MPa)

A: Section de l'armature à mettre en place

α: Coefficient dépendant de l'élançement λ

➤ La formule générale donne:

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,86 \left(\frac{A}{B_r}\right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots *}$$

On prend : $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$ (zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.
- σ_b : Résistance de calcul du béton ; $\sigma_b = 0,86 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$.

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

$$\lambda \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve :

$$B_r \geq \frac{1,2 \cdot N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,86 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,6613690 N_u \quad \longrightarrow \quad B_r \geq 0,6613690 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[cm^2]$; D'après le critère de résistance, on a :

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

Avec :

N_g : Effort normal du s aux charges permanentes.

N_q : Effort normal du s aux charges d'exploitations.

$$N_u = 1,15 \times P_u \text{ D'après l'esr ègles BAEL91.}$$

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et

On prend: $a=b$

➤ Condition de flambement :

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \quad ; \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b. \quad [\text{BAEL91/ B.8.4.1}]$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayonde giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a : $L_f = 0,7 \times L_0$;

Avec : L_0 : Longueur libre du poteau.

• Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

i	Niveaux	G [KN]	Q (KN)
1	Haut 7ème étage	6,28	1
2	Haut 6ème étage	10,78	2,5
3	Haut 5ème étage	15,28	3,85
4	Haut 4ème étage	19,78	5,05
5	Haut 3ème étage	24,28	6,1
6	Haut 2ème étage	28,78	7
7	Haut 1ème étage	33,28	7,75
8	Haut RDC	37,78	8,5

Tableau 2.3 : récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{upp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{ulong} [KN]	N _{upot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	Verifi RPA	Verif flambement
3,06	Haut 7 ^{ème} étage	6,28	1	21,263	15,061		0,000	222,634	258,958	189,341	171,628	15,101	35	18,582	21,201
3,06	Haut 6 ^{ème} étage	10,78	2,5	42,525	30,122		10,997	408,386	492,030	358,269	326,100	20,058	35	25,613	21,201
3,06	Haut 5 ^{ème} étage	15,28	3,85	63,788	45,183		21,995	589,117	720,082	523,849	477,245	23,846	40	30,986	18,551
3,06	Haut 4 ^{ème} étage	19,78	5,05	85,050	60,244		36,359	764,828	946,481	688,577	627,294	27,046	40	35,524	18,551
3,06	Haut 3 ^{ème} étage	24,28	6,1	106,313	75,305		50,723	935,519	1167,859	849,958	774,016	29,821	45	39,461	16,490
3,06	Haut 2 ^{ème} étage	28,78	7	127,575	90,366		68,902	1101,189	1388,032	1010,818	919,939	32,330	45	43,020	16,490
3,06	Haut 1 ^{ème} étage	33,28	7,75	148,838	105,427		87,082	1261,839	1603,185	1168,331	1062,535	34,597	50	46,234	14,841
3,06	Haut RDC	37,78	0	170,100	120,488		109,526	1138,004	1538,117	1139,346	1019,411	33,928	50	45,286	14,841
3,06	haut Avant poteau	37,78	0	170,100	120,488	32,363	131,969	1138,004	1592,924	1179,943	1055,734	34,492	55	46,086	13,492
2,5	haut semelle	37,78	0	170,100	120,488	32,363	159,126	1138,004	1620,081	1200,060	1073,733	34,768	55	46,477	11,023

Tableau 2.4 :

2.2. Descente Des Charges :

2.2.1. Introduction :

Chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée. Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure.

La descente des charges est effectuée manuellement pour chaque projet, même si la structure est déjà modélisée dans le logiciel. Cette descente de charges est utile tout au long du projet et permet d'identifier rapidement les charges agissant sur les différents éléments de la structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

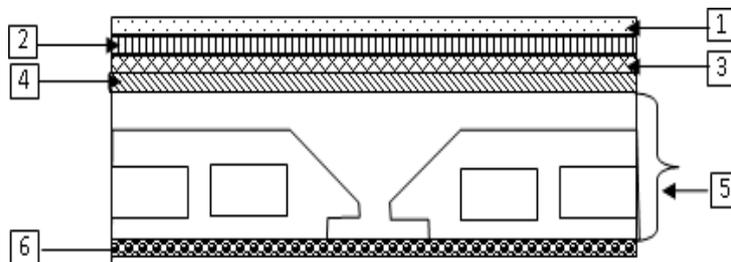


Figure 020.8: Plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	0,04	20	0.80
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,08	22	1.76
Isolation thermique	0,05	4	0,10
Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.80
Enduit au ciment	0,015	18	0,27
Charges permanentes :			5.76
Surcharge d'exploitation :			1

Tableau 2.5: Plancher Terrasse accessible.

2.2.3. Plancher Etage Courant :

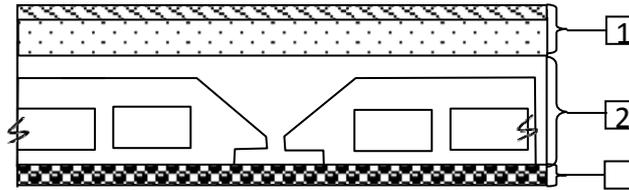
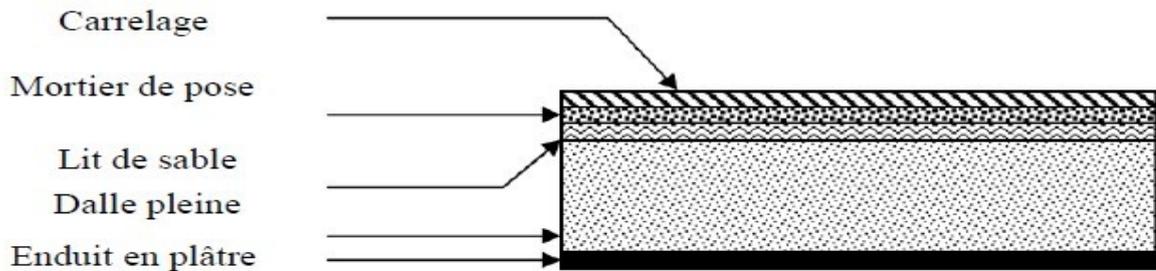


Figure 2.09 : : Section transversale d'un plancher.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0.2	20	0.4
Chappe de beton	0.2	20	0.4
Enduit en plâtre	0,01	18	0.18
Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.80
Cloisons intérieur	0,1	10	1
Charges permanentes :			4.98
Surcharge d'exploitation :			1,5

Tableau0 2.6 : Plancher étage courant.

Figure 02.10: Plancher balcon.

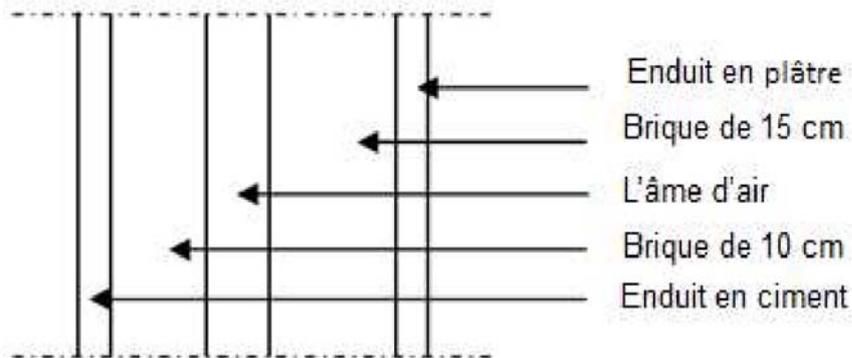


2.2.6. Balcon :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Dalle en BA	0,15	22	3,3
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			3,62
Surcharge d'exploitation :			3,5

Tableau 2.7: Balcon.

2.2.7. Mur Extérieure :



coupe

Figure 2.11 :
vertical de mur

extérieure.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,2	10	2
Parois en brique creuse	0,15	9	1,35
Lame d'air	0,5	0	0
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,1	2	0,2
Charges permanentes :			4,45

02.8:

Tableau

Mur extérieurs (double parois).

2.2.8. Mure Intérieur :

Matériaux	EP (cm)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,2	20	4
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,1	0,02	0,002
Charges permanentes :			4,902

Tableau 2.9 : Murs intérieur.

2.2.9. Escalier :

2.2.9.1. Volée (la paillese) :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
-----------	--------	------------------------	------------------------

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Revêtement en marbre horizontal	0,01	20	0,2
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Revêtement en marbre vertical	/	21	0,25
Poids propre de la paillasse	0,15	25	3,75
Poids propre des marches	/	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.10: Les charges de la paillasse.

2.2.9.2. Palier :

Désignation	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Revêtement en marbre	0,02	12	0,24
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.11: Les charges de palier.

2.3. Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton

Chapitre 03 : Etude Des Planchers

Chapitre 03 : Etude des planchers

3.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction:

- ❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux telque les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.
- ❖ Celle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre construction, on distingue type de planchers:

- Planchers à corps creux.

3.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux:

- Eléments résistants (porteurs):poutrelles de section en forme de "Te".
- Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudé.

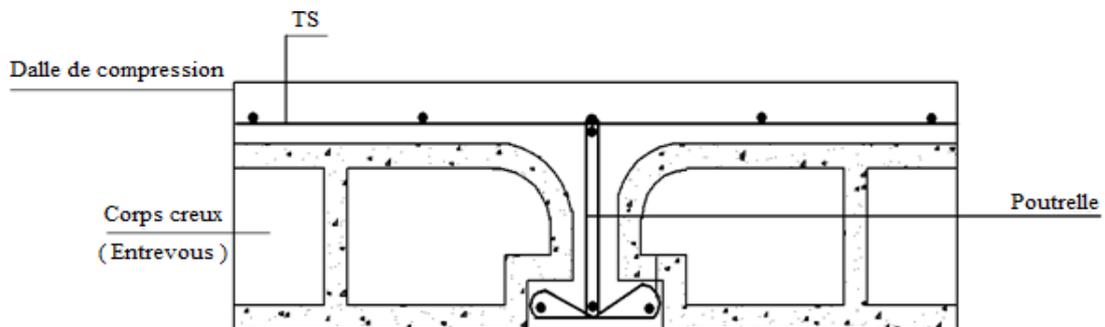


Figure 3.12 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

3.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages:

- Hauteur totale de 20cm, dont 16cm pour la hauteur du corps creux et 4cm pour celle de la dalle de Compression.

Chapitre 03 : Etude des planchers

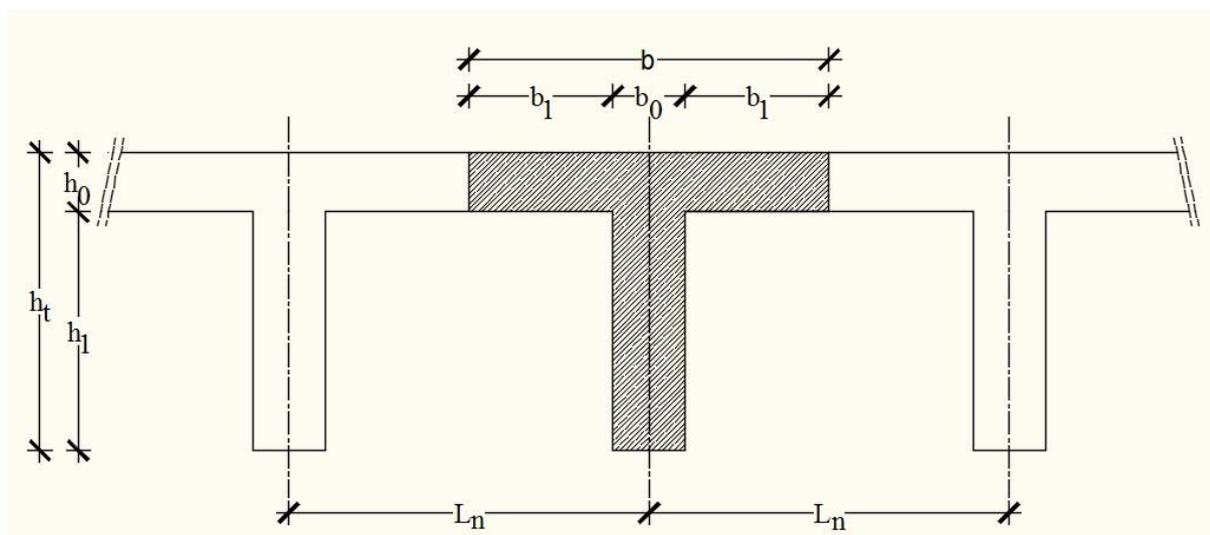


Figure 3.13 : Schéma des poutrelles.

$h_t = 20 \text{ cm}$; $h_1 = 16 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$

D'après le [BAEL91/A.4.1.3]; on a : $L_n = 60 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{cases}$$

Avec:

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$) [DTR .B.C.2.2/AnnexeC3];

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 5 \text{ m}$)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

On prend $b_1 = 24 \text{ cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

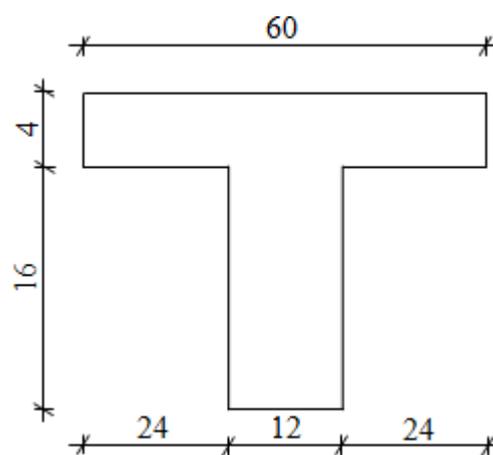


Figure 3.14 : Section de la nervure.

3.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

La compression est armée d'un quadrillage de barre (treillisoudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures; que l'on note: A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \quad \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \quad \Rightarrow A_{//} \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

3.2.2.1. Armatures perpendiculaires aux nervures:

Dans notre plancher, on a : $L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

On prendra $\emptyset = 4\text{mm}$

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$$
$$(\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}).$$

3.2.2.2. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,60}{2} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$$
$$(\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}).$$

Donc: Le treillisoudé adopté est: TS $\emptyset 4$ (150x150)mm².

3.2.3. Evaluation de ma charge :

Etat limite ultime : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

Etat limite de service : $q_s = (G + Q) \times b$

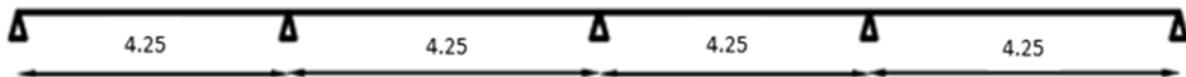
Chapitre 03 : Etude des planchers

Type de plancher	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	(b) [m]	Q _u [KN/ml]	Q _s [KN/ml]
Terrasse	Inaccessible	5.76	1,00	0,6	5.4162	4,056
Etage courant	Habitation	4.98	1,50	0,6	4.9338	3,588

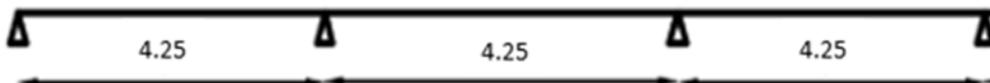
Tableau 3.12 : Evaluation des chaeges.

Types de poutrelles :

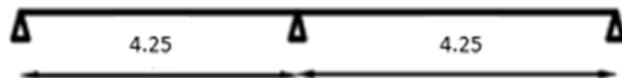
Type 01 ;



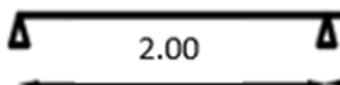
Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :



3.2.4. Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) sur montées par une dalles générales à laquelle elles sont liées , ils est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres , les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité ,éventuellement par des conditions complémentaires:[B A E L91/B.6.2 ,20]

- ✓ Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ;

Chapitre 03 : Etude des planchers

[B AE L 91/B.6.2 ,21]

- ✓ Méthode Caquot pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée;

[B AE L 91/B.6.2 ,22]

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées:

1. La charge d'exploitation doit vérifier: $Q \leq \max[2G; 500]$ [daN/m²] ;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 $(0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l} \leq 1.25)$ et

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.

- ✓ Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

Plancher terrasse:

1. $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ pour plancher terrasse.

Donc $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max(2G; 500)$ condition vérifiée

Les moments d'inerties sont constants. condition vérifiée

3. $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l} = \frac{425}{425} = 1 \leq 1.25$ condition vérifiée

4. La fissuration est peu nuisible condition vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour les quatre types.

- **Méthode forfaitaire:** (plancher à charges d'exploitation modérées).

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M = \alpha \frac{q l^2}{8}$$

Soit: $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

α : Coefficient ;

P : La surcharge d'exploitation non pondérée et

G : La charge permanente non pondérée.

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M = \alpha \frac{q l^2}{8}$$

α : Coefficient;

P: La surcharge d'exploitation non pondérée et

G: La charge permanente non pondérée.

Chapitre 03 : Etude des planchers

Soit: $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

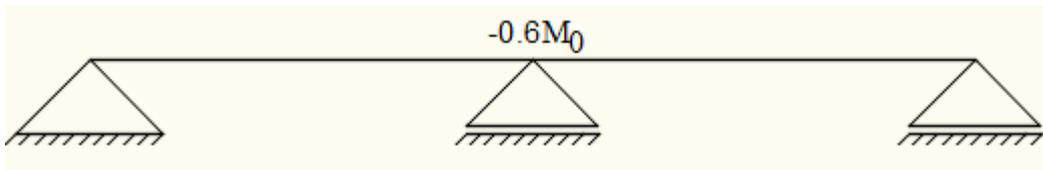
- **Moment entravée:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha) ; 1.05] M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad (\text{Dans le cas d'une travée de rive}) \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad (\text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}) \end{array} \right.$$

M_w : Le moment en appuis de gauche et M_e : Le moment en appuis de droite

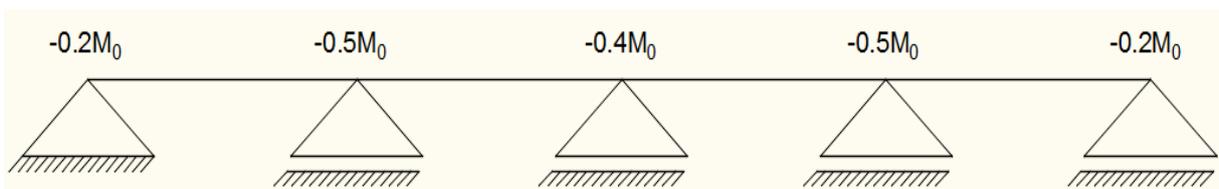
- **Moment en appuis :**

- $M_a \leq -0.6M_0$ Cas d'une poutre à deux travées;



- $M_a \leq -0.5M_0$ Pour les appuis voisin des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées et

- $M_a \leq -0.4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires; si la poutrelle comporte plus de trois travée.

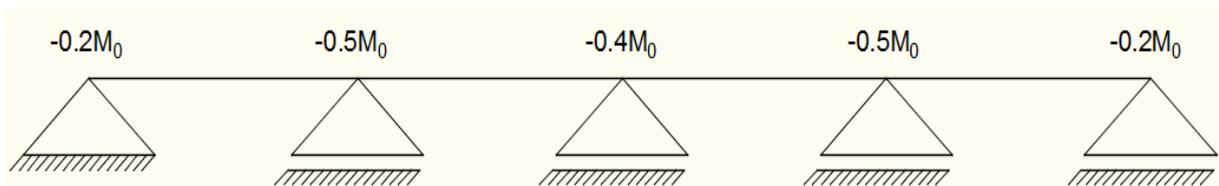


Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé):

- **Type de poutrelle à étudiée :**

- **Type 01 :**



Chapitre 03 : Etude des planchers

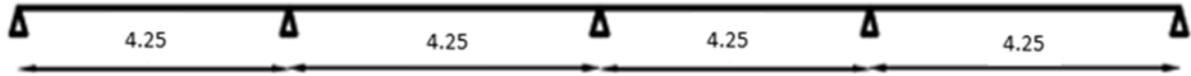


Figure 3.15 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 1

Moment fléchissant en appuis:

Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée:

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{5.4162 \times 4.25^2}{8} = 12.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{5.4162 \times 4.25^2}{8} = 12.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{03}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{5.4162 \times 4.25^2}{8} = 12.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{04}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{5.4162 \times 4.25^2}{8} = 12.23 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{01}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.056 \times 4.25^2}{8} = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.056 \times 4.25^2}{8} = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{03}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.056 \times 4.25^2}{8} = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{04}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.056 \times 4.25^2}{8} = 9.16 \text{ KN.m}$$

- **Appuis derives (1et 5):**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^u = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 12.23 = -2.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{05}^u = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 12.23 = -2.45 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{01}^s = -0.2 \times M_{01}^s = -0.2 \times 9.16 = -1.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{05}^s = -0.2 \times M_{01}^s = -0.2 \times 9.16 = -1.83 \text{ KN.m}$$

- **Appuis de intermédiaires (2et 4):**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{02}^u = -0.5 \times M_{01}^u = -0.5 \times 12.23 = -6.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{04}^u = -0.5 \times M_{01}^u = -0.5 \times 12.23 = -6.12 \text{ KN.m}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{02}^s = -0.5 \times M_{01}^s = -0.5 \times 9.16 = -4.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{04}^s = -0.5 \times M_{01}^s = -0.5 \times 9.16 = -4.58 \text{ KN.m}$$

• **Appuis de intermédiaires (3):**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{03}^u = -0.4 \times M_{01}^u = -0.4 \times 12.23 = -4.89 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{03}^s = -0.5 \times M_{01}^s = -0.4 \times 9.16 = -3.66 \text{ KN.m}$$

a. Moment fléchissant en travée:

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}; \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.60}{3.46+0.60} = \mathbf{0.148}$$

$$0 \leq 0.148 \leq \frac{2}{3} \quad ; \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Travées de rives (1-2) et (4-5):**

➤ Etat limite ultime (E.L.U):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^u \end{array} \right.$$

Travée (1-2) et (4-5):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^u + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.148); 1.05] M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \right) M_{01}^u \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^u + \frac{2.45 + 6.12}{2} \geq \max[1.044; 1.05] M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62 M_{01}^u \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^u + 4.29 \text{ KN.m} \geq 1.05 M_{01}^u \quad M_{t1}^u \geq 0.40 M_{01}^u \geq 1.05 M_{01}^u \quad M_{t1}^u \geq 0.64 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62 M_{01}^u \quad M_{t1}^u \geq 0.62 \text{ KN.m} \quad M_{t1}^u \geq 0.62 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

⇒ Donc on prend : $M_{t1}^u = 0.62 M_{01}^u \iff M_{t1}^u = 0.64 \times 12.23 M_{01}^u = \mathbf{7.83 \text{ KN.m}}$

Chapitre 03 : Etude des planchers

➤ Etat limite service (E.L.S):

$$\begin{cases} M_t^s + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

Travée (1-2) et (4-5):

$$\begin{cases} M_{t1}^s + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.135); 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.135}{2}\right)M_{01}^s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^s + \frac{1.83 + 4.58}{2} \geq \max[1.04; 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^s + 3.31 \text{ KN.m} \geq 1.05M_{01}^s \quad M_{t1}^s + 0.35M_{01}^s \geq 1.05M_{01}^s \quad M_{t1}^s \geq 0.7M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \quad M_{t1}^s \geq 0.62 \text{ KN.m} \quad M_{t1}^s \geq 0.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{Donc on prend : } M_{t1}^s = 0.7M_{01}^s \quad M_{t1}^s = 0.7 \times 9.16M_{01}^s = \mathbf{6.41 \text{ KN.m}}$$

• **Travée intermédiaire (2-3) et (3-4):**

➤ Etat limite ultime (E.L.U):

$$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^u + \frac{M_{a3} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.123); 1.05]M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.123}{2}\right)M_{02}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^u + \frac{6.12 + 4.89}{2} \geq \max[1.036; 1.05]M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.62M_{02}^u \end{cases}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u + 5.51 \text{KN.m} \geq 1.05M_{02}^u M_{t2}^u + 0.36M_{02}^u \geq 1.05M_{02}^u M_{t2}^u \geq 0.69M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.62M_{02}^u M_{t2}^u \geq 0.62 \text{KN.m} M_{t2}^u \geq 0.62 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \text{Donc en prend : } M_{t2}^u = 0.7M_{02}^u M_{t2}^u \Rightarrow 0.69 \times 12.23M_{t2}^u = \mathbf{8.44 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite service (E.L.S):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^s + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{array} \right.$$

Travée(2-3)et (3-4):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + \frac{M_{a3} + M_{a4}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.135); 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.135}{2}\right)M_{01}^s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + \frac{3.66 + 4.58}{2} \geq \max[1.04; 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t1}^s + 4.12 \text{KN.m} \geq 1.05M_{01}^s M_{t1}^s + 0.35M_{01}^s \geq 1.05M_{01}^s M_{t1}^s \geq 0.7M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s M_{t1}^s \geq 0.62 \text{KN.m} M_{t1}^s \geq 0.62 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \text{Donc en prend : } M_{t1}^s = 0.7M_{01}^s M_{t1}^s \Rightarrow M_{t1}^s = 0.7 \times 9.16M_{t1}^s = \mathbf{6.41 \text{ KN.m}}$$

a. Efforts tranchants:

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_{01}^u = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{5.4162 \times 4.25}{2} = 11.51 \text{KN}$$

$$T_{02}^u = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{5.4162 \times 4.25}{2} = 11.51 \text{KN}$$

$$T_{03}^u = \frac{q_u \times l_3}{2} = \frac{5.4162 \times 4.25}{2} = 11.51 \text{KN}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$T_{04}^u = \frac{q_u \times l_3}{2} = \frac{5.4162 \times 4.25}{2} = 11.51 \text{KN}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

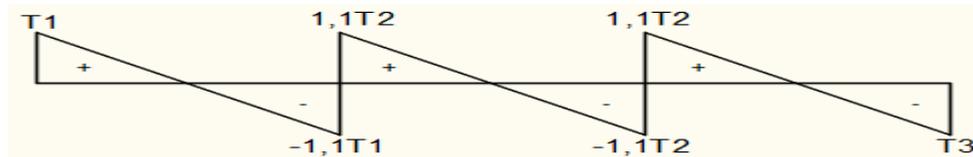
$$T_{01}^s = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4.056 \times 4.25}{2} = 8.62 \text{KN}$$

$$T_{02}^s = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.056 \times 4.25}{2} = 8.62 \text{KN}$$

$$T_{03}^s = \frac{q_s \times l_3}{2} = \frac{4.056 \times 4.25}{2} = 8.62 \text{KN}$$

$$T_{04}^s = \frac{q_s \times l_3}{2} = \frac{4.056 \times 4.25}{2} = 8.62 \text{KN}$$

Figure 3.16 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.



➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_1^u = 11.51 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_2^u = -1.1 \times 11.51 \text{ KNT}_2^u = -12.66 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_2^u = 1.1 \times 11.51 \text{ KNT}_2^u = 12.66 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_3^u = -1.1 \times 11.51 \text{ KNT}_3^u = -12.66 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_3^u = 1.1 \times 11.51 \text{ KNT}_3^u = 12.66 \text{ KN}$$

$$T_4^u = -11.51 \text{ KN}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$T_1^s = 8.62 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_2^s = -1.1 \times 8.62 \text{ KNT}_2^s = -9.48 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_2^s = 1.1 \times 8.62 \text{ KNT}_2^s = 9.48 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_3^s = -1.1 \times 8.62 \text{ KNT}_3^s = -9.48 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow T_3^s = 1.1 \times 8.62 \text{ KNT}_3^s = 9.48 \text{ KN}$$

$$T_4^s = -8.62 \text{ KN}$$

3.2.5. Détermination des armatures :

A. En travée:

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 8.44 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

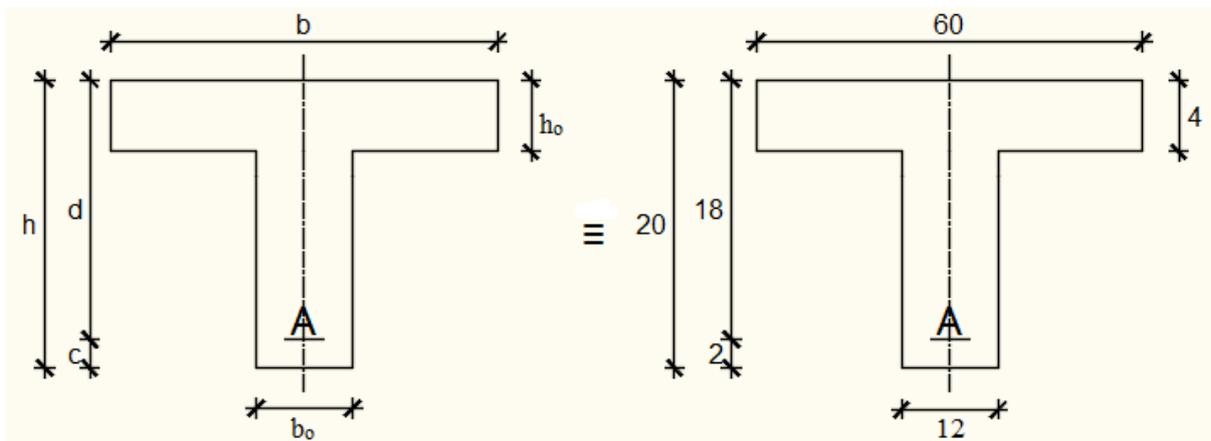


Figure 3.17: Section de calcul.

$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) M_T = 54528 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 8440 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

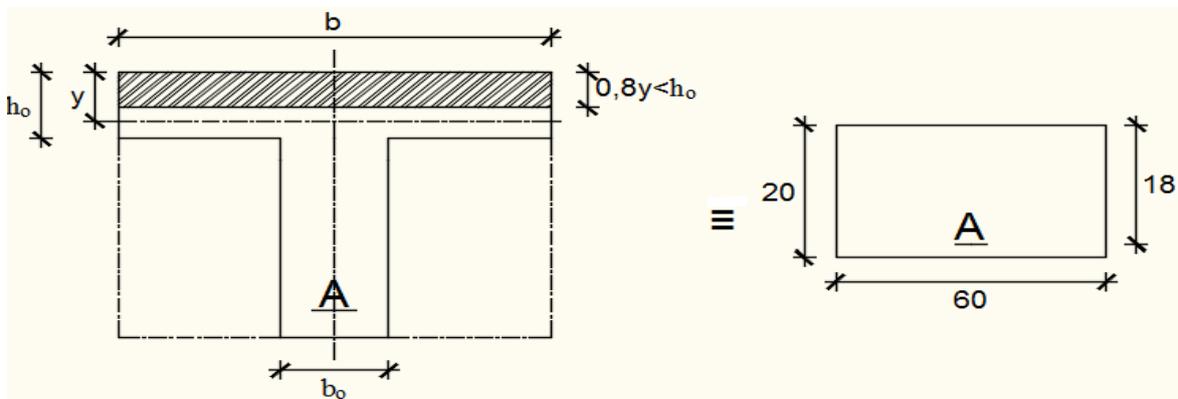


Figure 3.18 : Section de calcul en travée.

Chapitre 03 : Etude des planchers

- Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{8440}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,031$$

$\mu = 0,047 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,039$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8440}{0,984 \cdot 18 \cdot 348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(1,37 \text{ cm}^2 ; 0,26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,37 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

\rightarrow Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 6,41 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la table de compression la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12)4 + 15 \times 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$D = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12)4^2 + 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{18,95^2 + 170,2} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4,05^2 - (60 - 12)(4,05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 4,05)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{9670}{7216,97} = 1,34$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1,34 \times 4,05 = 5,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,89 \times (18 - 4,05) = 186,23 \text{ MPa}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} FeE ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \text{ Avec : } \eta = 1.6 \Rightarrow \text{Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266.66 ; 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

B. En appui :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -6.12 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

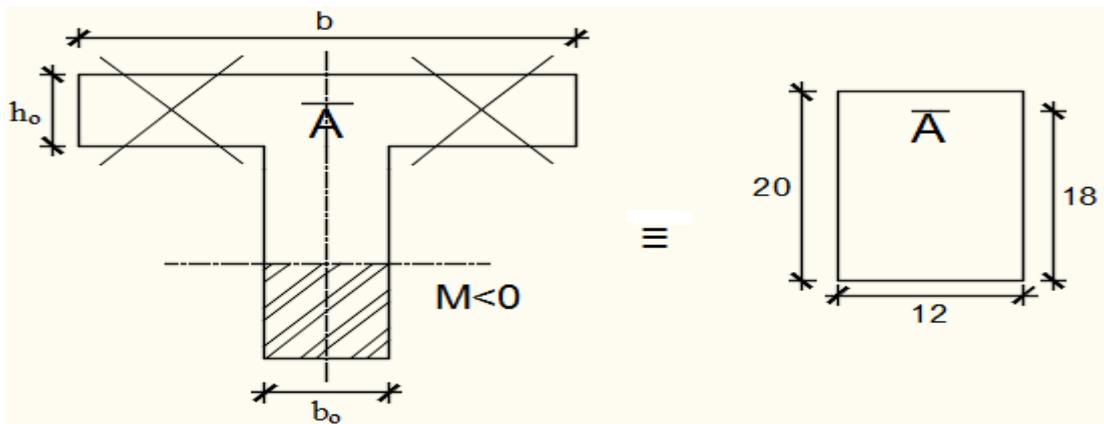


Figure 3.19 ; Section de calcul en appui.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6120}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0.111$$

$$\mu = 0,111 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{A. n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.147$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0.942$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6120}{0.942 \cdot 18 \cdot 348} = 1.037 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(1.037 \text{ cm}^2 ; 0.26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1.037 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 1 \text{ HA16} = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = 7.61 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } y = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{6120}{4580} = 1.34$$

$$\alpha = 0.246 \leq \frac{1.34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

⇒ Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

3.2.5. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 9.48 \text{ KN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0.264 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } a=0,9 \times d=0,9 \times 18 \Rightarrow a=16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 9480 \text{ N} \leq 0.264 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 100 = 128304 \text{ N}$$

Donc: il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que:

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} \geq \frac{1.15}{400} \left[9480 + \frac{6120}{0.9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0.28 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

Vérifications des armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne:
[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{9480}{12 \times 18 \times 100} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :[Article BAEL91/4.2.3]

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1min} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right] = 0.57 \text{ cm}$$

On prend: $\phi_t=6\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6 \quad A_t=0,56\text{cm}^2 \rightarrow$

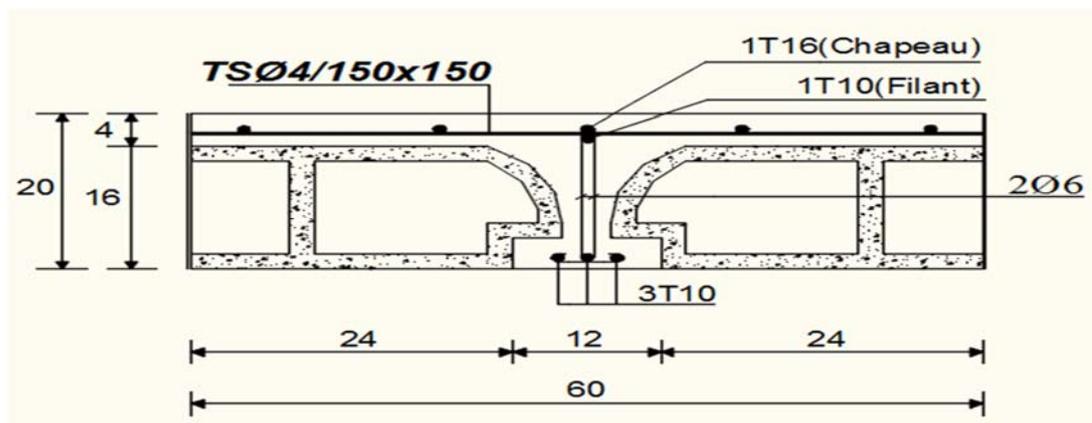


Figure 3.20 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$k=1$ (flexion simple)

$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha=1; \cos\alpha=0$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.76 - 0.3 \times 2.1)} = 67.49 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16.2; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.41 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

Donc : on adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

3.2.6. Vérification de la flèche :

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B6.5.2.annexe D]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{500} = 0.04 < 0.063 \text{ Avec : } l = 5 \text{ m (la plus grande portée)} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right)$$

$$M_0^s = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4872 \times 4.25^2}{8} = 15225 \text{ N.m} \quad \text{avec : } M_t^s = \text{le moment max en travée}$$

$$0.04 < \frac{1}{10} \left(\frac{9670}{15225} \right) = 0.063 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0178 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow Le calcul de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{tmax}$

f_{gi} : Les flèches du à la charge g ;

f_{ji} : La flèche du à la charge j ;

:La flèche du sala charge totale p;

g: charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 712 = 427,2 \text{ daN/ml;}$$

j = g : charge permanente avant mise en place des cloisons, j = g = 427,2 daN/ml (Plancher terrasse) et

p: charge totale ; $p = (G + Q) \times 0,6 = (712 + 100) \times 0,6 = 487,2 \text{ daN/m}$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 04 (travée 2-3) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

Chapitre 03 : Etude des planchers

Moment fléchissant en travée :

$$M_{tj} = \frac{q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{427.2 \times 4.25^2}{8} = 1335 \text{ DaN.m}$$

$$M_{tp} = \frac{q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{487.2 \times 4.25^2}{8} = 1522.5 \text{ DaN.m}$$

Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée:

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée:

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Calcul des moments inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

Coordonnées du centre de gravité :

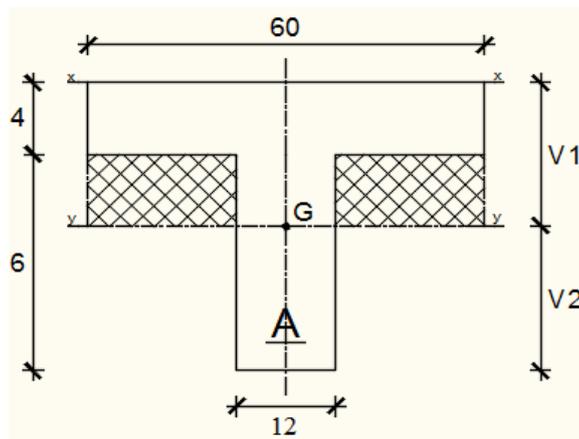


Figure 3.21 : Section de calcul.

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times \frac{4}{2} + 12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2} + 4\right) + 15 \times 2.36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2.36}$$

$$V_1 = 7.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.32 = 12.68 \text{ cm}$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$I_0 = b_0 \times \frac{V_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A \times (d - V_1)^2$$

$$I_0 = 19451,645 \text{ cm}^4$$

a) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondante au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.093 \text{ tableau } \beta_1 = 0.856 \longrightarrow$$

ρ : le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{13350}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 367.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{15225}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 418.69 \text{ MPa}$$

b) Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 367.13 + 2.1} = 0.70$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 418.69 + 2.1} = 0.80$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec : I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 3.69$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 1.47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.645}{1 + 3.69 \times 0.7} = 5971.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.645}{1 + 1.47 \times 0.70} = 10545.49 \text{ cm}^4$$

Chapitre 03 : Etude des planchers

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19451.645}{1 + 3.69 \times 0.80} = 5414.92 \text{ cm}^4$$

c) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{13350 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 10545.49} = 3.1 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{13350 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 5971.75} = 2.3 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{15225 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 5414.92} = 2.18 \text{ cm}$$

d) La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (3.1 - 2.3) + (2.18 - 1.3)$$

$$\Delta_{ft} = 0.68 \text{ cm}$$

e) La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{1}{500} \text{ (L < 5m. Art B.6.5.3 CBA 93)}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{500}{500} = 1.$$

$$f = 0,68 < \bar{f} = 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armature	Longitudinale	Transversale
EnTravée	3HA10	2Ø6
EnAppui	1HA16	2Ø6

**Tableau
3.13 :
Tableauré
capitulatif**

pourlechoixdes armaturesentravéeetappuis

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participant pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs. ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalier. ...Ets.).

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- ❖ Acrotère
- ❖ Balcon
- ❖ Escalier
- ❖ Ascenseur

4.2. Etude d'acrotère :

4.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

4.2.2. L'acrotère :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

4.2.3. Calcul des sollicitations :

4.2.3.1. Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec γ_b : poids volumique de béton

S : surface de l'acrotère

$$S_1 = 0.60 \times 0.10 = \mathbf{0.06 \text{ m}^2}$$

$$S_2 = 0.05 \times 0.1 = \mathbf{0.005 \text{ m}^2}$$

$$S_3 = \frac{0.05 \times 0.1}{2} = \mathbf{0.0025 \text{ m}^2}$$

$$S = 0.06 + 0.005 + 0.0025 = \mathbf{0.0675 \text{ m}^2/l}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$G = 0.067 \times 25 = 1.6875 \text{ kg/ml}$$

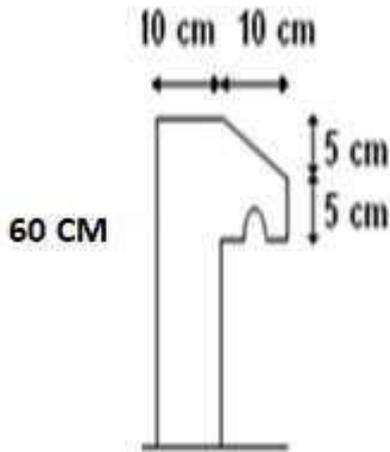


Figure 04.1 : Schéma statique de l'acrotère.

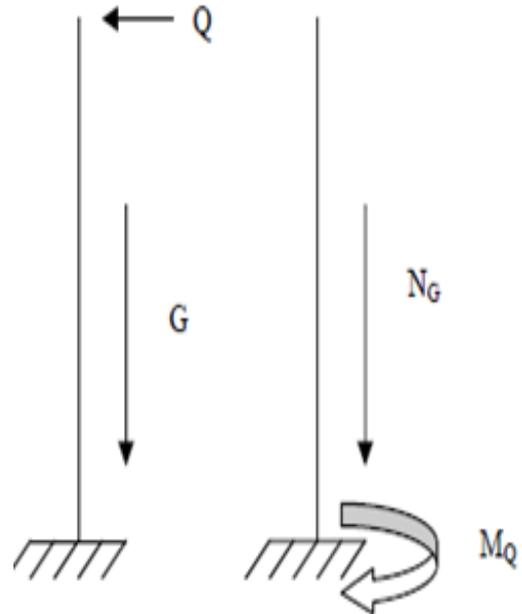


Figure 4.2 : Coupe transversal de l'acrotère.

4.2.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q = 0.6 \text{ kg/ml}$$

4.2.3.3. La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$$A = 0.15$$

Coefficient d'accélération de la zone IIa.

$$W_p = 1.6875 \text{ kg/ml}$$

Poids de l'acrotère.

$$C_p = 0.8 \text{ KN}$$

Facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.6875 = 0.81 \text{ kg/ml}$$

$$P = \max(0.81 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 0.6 ml.

4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

4.2.4.1. ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.6875 = 2.278 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.81 = 0.729 \text{ KN.m}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$T_u = 0.6 \times 1.5 = \mathbf{0.9 \text{ KN}}$$

4.2.4.2. ELS :

$$N_s = G = \mathbf{1.6875 \text{ KN}}$$

$$M_s = Q \times h = 0.6 \times 0.81 = \mathbf{0.486 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{0.6 \text{ KN}}$$

4.2.5. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

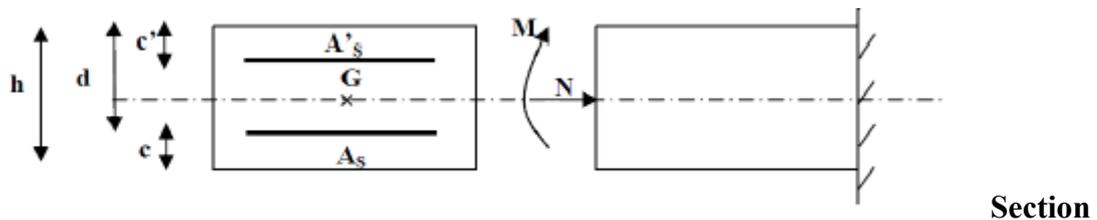


Figure 4.3:

rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 600 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$eu = \frac{M}{N} = \frac{0.729}{2.278} = \mathbf{0.32 \text{ m}}$$

$$eu = \mathbf{0.21 \text{ m}} > \frac{h}{2} = \mathbf{0.05 \text{ m}}$$

L'effort de compression est appliqué à l'extérieur de la section de béton \Rightarrow la section est partiellement comprimée. Le calcul d'une section partiellement comprimée revient au calcul en flexion simple de la même section avec un moment M_L par rapport aux armatures tendues.

4.2.6. Calcul en flexion simple :

4.2.6.1. Moment fictif :

$$M_1 = N_V \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2.278 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = \mathbf{0.7973 \text{ KN.m}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.2.6.2. Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0.7973 \times 10^3}{0.6 \times 14.2 \times 8^2} = \mathbf{0.0147}$$

$\mu < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

4.2.6.3. Armatures fictives :

$$\mu = \mathbf{0.0147}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0147)}) = \mathbf{0.018}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.008 = \mathbf{0.997}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0.7973 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 8} = \mathbf{0.29 \text{ cm}^2}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.29 - \frac{2.278}{348} = \mathbf{0.28 \text{ cm}^2}$$

4.2.6.4. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{25}{400} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.33 ; 1.04) = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$

Soit : 4T10 = $\mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

4.2.6.5. Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{3.14}{4} = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T8 = $\mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.2.7. Vérifications à l'ELU :

4.2.7.1. Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.4 \text{ MPa}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{es - 0.445 \times d}{es - 0.185 \times d} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{24 - 0.445 \times 7}{24 - 0.185 \times 7} \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.11 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.11 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

4.2.7.2. Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -1 \times 1.5 = \mathbf{-1.5 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{600 \times 80} = \mathbf{0.031 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.2.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u}$$

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

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0.8 = \mathbf{10.06 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{-1.5 \times 10^3}{0.9 - 90 \times 10.06} = \mathbf{1.244 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = \mathbf{1.89 \text{ MPa}}$$

$\tau_{sz} = \mathbf{1.244 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{1.89 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.2.7.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.24} = 24.69 \text{ cm}$$

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

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 25 = 20 \text{ cm}$$

4.2.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

4.2.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.6875 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.486 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 0.6 \text{ KN}$$

4.2.8.1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 47.1 \times y_1 - 635.85$$

$$y_1 = 3.13$$

4.2.8.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 3.13^3}{12} + 12 \times (3.14 \times (8 - 3.06)) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

4.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y1 = \frac{486}{6087.13} \times 3.13 = 0.25 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33; 196.77) = 197 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y1) = \frac{15 \times 486}{6087.13} \times (13 - 3.13) = 25.55 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 25.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 197 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4.2.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [\text{R.P.A99_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

C_p : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

C_p = 0.8 (élément en console)

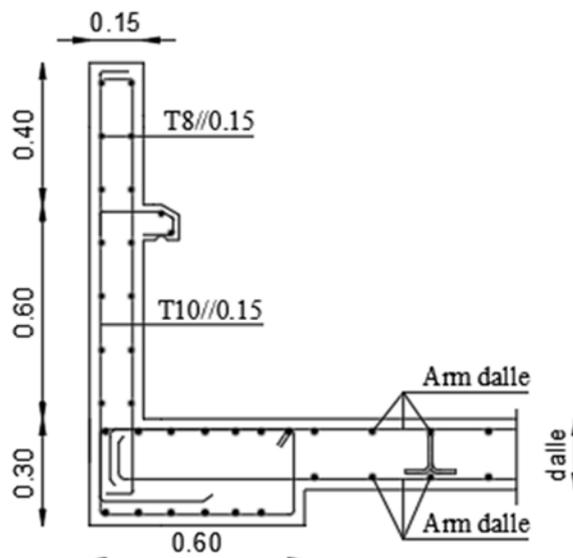
W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 4.68 \text{ kg/ml}$$

Alors : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.68 = 2.24 \text{ KN/ml}$

$F_p = 2.24 \text{ KN/ml} < Q = 2.244 \text{ KN/ml}$ Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.



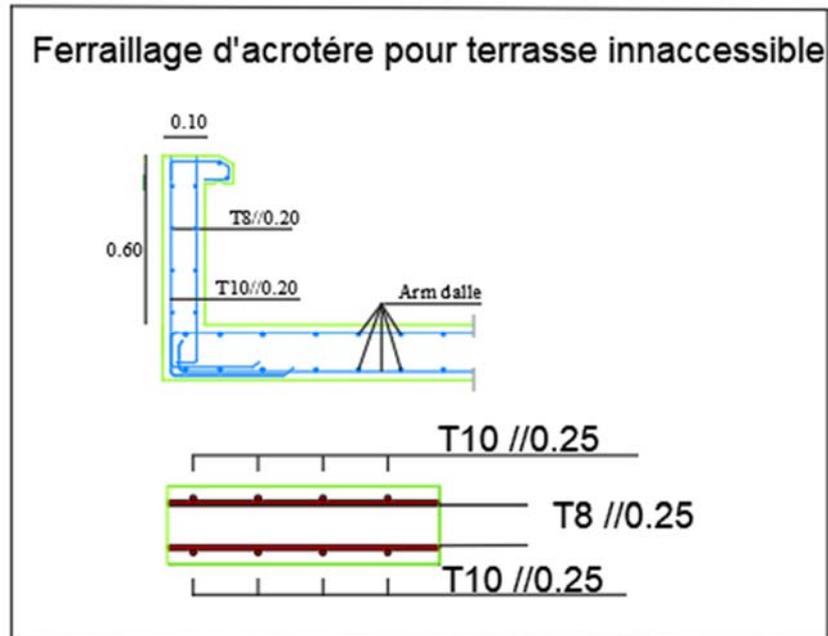


Figure 04.3 : schémas de ferrailage d'acrotère.

4.3. Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1.1 m.

4.3.1. Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

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

4.3.2. Détermination des charges :

4.3.2.1. Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = 3.62 \times 1.2 = 4.34 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur :

$$g = ((0.9 + (2 \times 0.2)) \times 1.2 \times 1.2 = 1.87 \text{ KN}$$

4.3.2.2. Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = 3.5 \times 1.2 = 4.2 \text{ KN/m}$

4.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

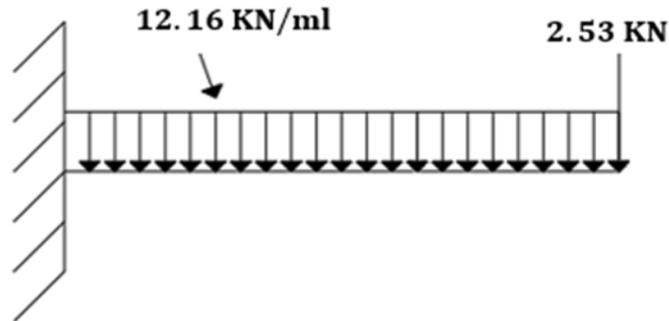
Le balcon sera calculé en flexion simple.

4.3.3.1. Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 4.34 + 1.5 \times 4.2 = 12.16 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.87 = 2.53 \text{ KN}$$

Figure 04.4 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

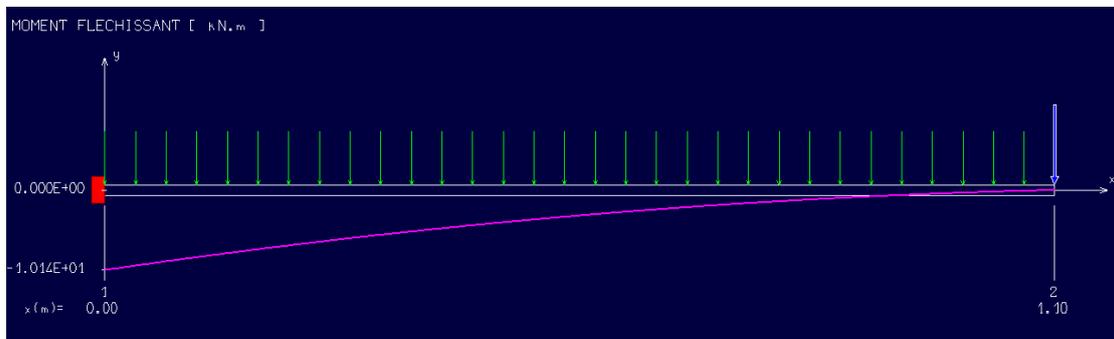


4.3.3.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.16 \times 1.2^2}{2} + 2.53 \times 1.2 = 11.79 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -q_u \times l - p_u = -12.16 \times 1.2 - 2.53 = -17.12 \text{ KN}$$

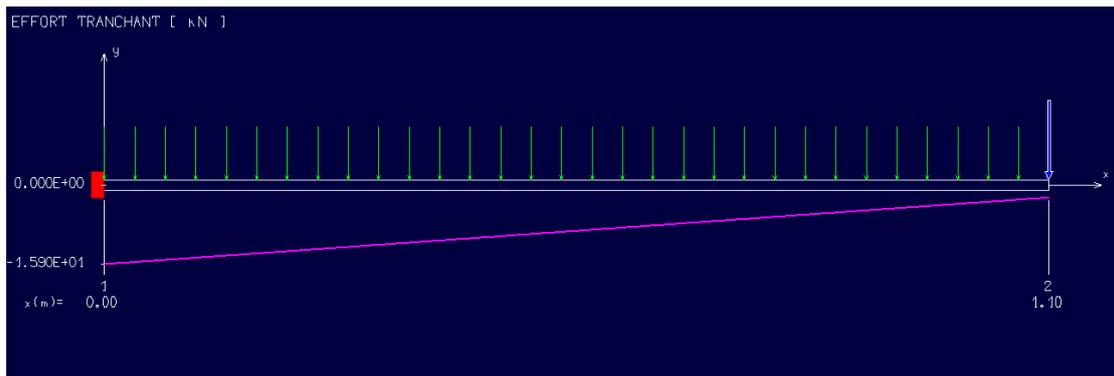
Figure



4.5 :

Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

Figure



04.6

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

4.3.4. Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

4.3.4.1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11.79 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.49}$$

$\mu < \mu_1 0.038 < 0.254$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = \mathbf{0.063}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.063 = \mathbf{0.975}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.79 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = \mathbf{2.68 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T12 = **4.52 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

4.3.4.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = \mathbf{1.13 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 = **3.14 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

4.3.5. Vérifications à l'ELU :

4.3.5.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

4.3.5.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{20.55 \text{ KN}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17.12 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.132 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.3.5.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \sum u}$$

$\psi = 1.5$: Barres de haute adhérence.

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.12 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 7.54} = 0.970 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 15.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.970 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 15.12 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.3.5.4. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

4.3.5.4.1. Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 235}{4 \times 0.970} = 24.87 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 25 = 10 \text{ cm}$$

4.3.5.4.2. Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 2.835 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{1.2 \times 235}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 25 = 10 \text{ cm}$$

4.3.5.5. Espacement des barres :

4.3.5.5.1. Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

4.3.5.5.2. Armature transversale :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 35 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 35 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

4.3.6. Calcul à l'ELS :

4.3.6.1. Combinaison de charge :

$$q_{ser} = (G + Q) \times l = (4.34 + 4.2) \times 1.2 = 8.54 \text{ KN/ml}$$

$$g_{ser} = g \times l = 1.72 \times 1.2 = 2.25 \text{ KN}$$

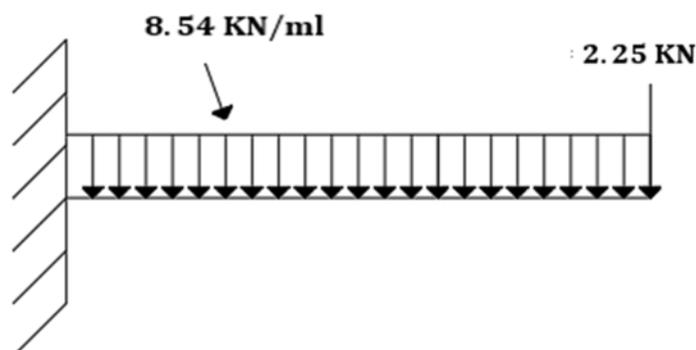


Figure 04.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

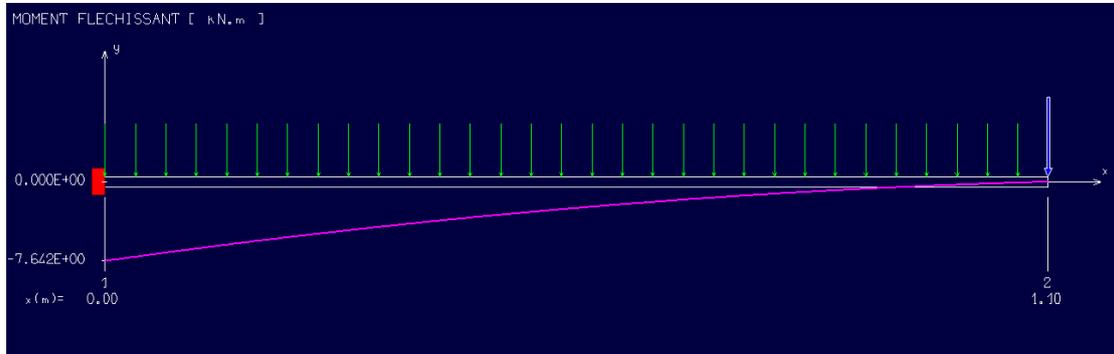
Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.3.6.2. Calcul des efforts internes :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + p_{ser} \times l = \frac{8.54 \times 1.2^2}{2} + 2.25 \times 1.2 = \mathbf{8.85 \text{ KN.m}}$$

$$T_u = -q_{ser} \times l - p_{ser} = 8.54 \times 1.2 - 2.25 = \mathbf{-12.50 \text{ KN}}$$

Figure
:



04.8

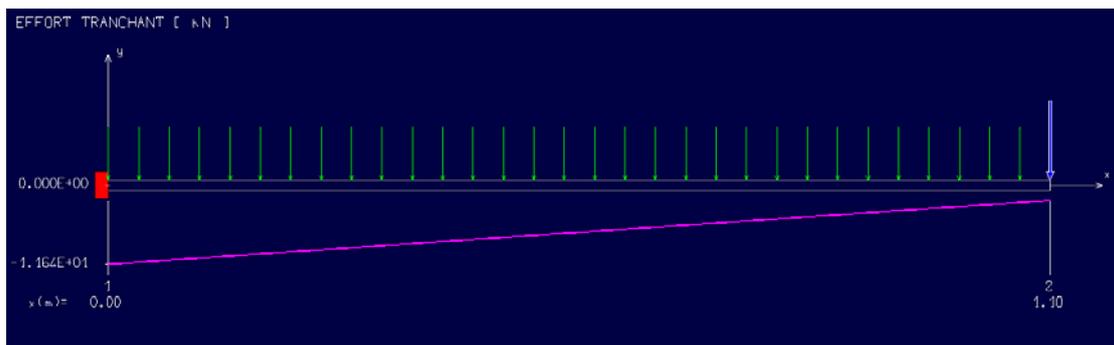
Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

Figure 04.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

4.3.6.2.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 67.8 \times yl - 881.4$$

$$yl = \mathbf{3.57 \text{ cm}}$$



4.3.6.2.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 3.06^2}{3} + 15 \times (3.14 \times (13 - 3.57)^2)$$

$$I = \mathbf{7545.74 \text{ cm}^4}$$

4.3.6.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{8.85}{7545.74} \times 3.57 = \mathbf{4.19 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 4.19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4.3.6.4. État limite d'ouvertures des fissures :

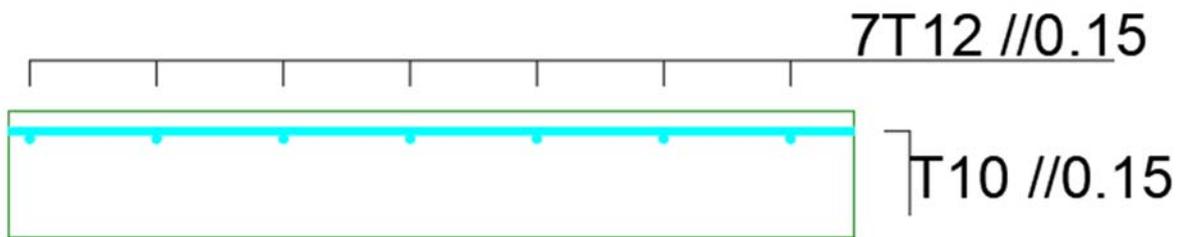
$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 8.85}{7545.74} \times (13 - 3.57) = \mathbf{165.76 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 165.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4.3.6.5. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)



Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

Figure 04.10 : plan de ferrailage des balcons.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 13 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 13 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{7.99}{10 \times 10037} = 0.1 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00348 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

4.4. Etude escalier :

4.4.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

4.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- ❖ **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ❖ **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ❖ **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- ❖ **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ❖ **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ❖ **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ❖ **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ❖ **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- ❖ **L'embranchement :** est la longueur d'une marche.
- ❖ **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- ❖ **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- ❖ **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- ❖ **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

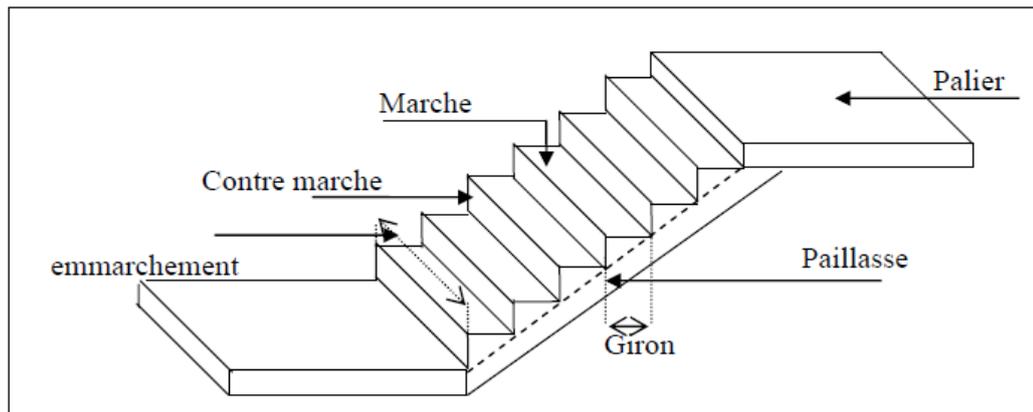


Figure 04.16

: Différents éléments d'un escalier.

4.4.3. Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$

$$\begin{cases} m = g + 2 \times h \\ 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

4.4.3.1. Vérification de la loi de BLANDEL :

On prend :

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

$$\begin{cases} 60 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.} \\ 60 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \end{cases}$$

4.4.3.2. Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

On aura 9 contre marche entre chaque paillasse

4.4.3.3. Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.4.3.4. La ligne de foulée :

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

4.4.3.5. L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$
$$\alpha = 29.54^\circ$$

4.4.3.6. La longueur de la pailleasse ($L_{\text{pailleasse}}$) :

$$L_{\text{pailleasse}} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 285 \text{ cm}$$

4.4.3.7. L'épaisseur de la pailleasse et le palier :

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

$$\frac{285}{30} < e < \frac{285}{20}$$

$$9.49 \text{ cm} < e < 14.23 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$ la pailleasse et le palier

4.4.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1 m d'emmarchement.

4.4.4.1. Charges permanentes :

4.4.4.1.1. Palier :

Désignation	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Revêtement en marbre	0,02	12	0,24
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 04.1 : Les charges de Palier.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.4.4.1.2. Pillasse :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	0,01	20	0,2
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Revêtement en marbre vertical	/	21	0,25
Poids propre de la pailasse	0,15	25	3,75
Poids propre des marches	/	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâte	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 4.2 : Les charges de la pailasse.

4.4.4.2. Charges d'exploitations :

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur :

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} G : \text{ poids volumique de mur extérieur.} \\ H: \text{ hauteur d'étage.} \\ e : \text{ épaisseur du palier.} \end{array} \right.$$

4.4.4.3. Combinaison de charges :

4.4.4.3.1. Etat limite ultime (ELU) :

$$\text{Palier : } q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.22 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.89 \text{ KN/ml}$$

4.4.4.3.2. Etat limite service (ELS) :

$$\text{Palier : } q_{1s} = G + Q = 4.79 + 2.5 = 7.29 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_{2s} = G + Q = 6.77 + 2.5 = 9.27 \text{ KN/ml}$$

4.4.5. Le schéma statique :

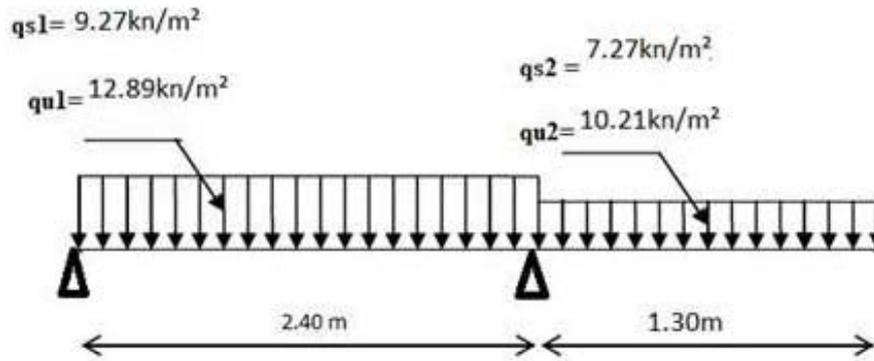
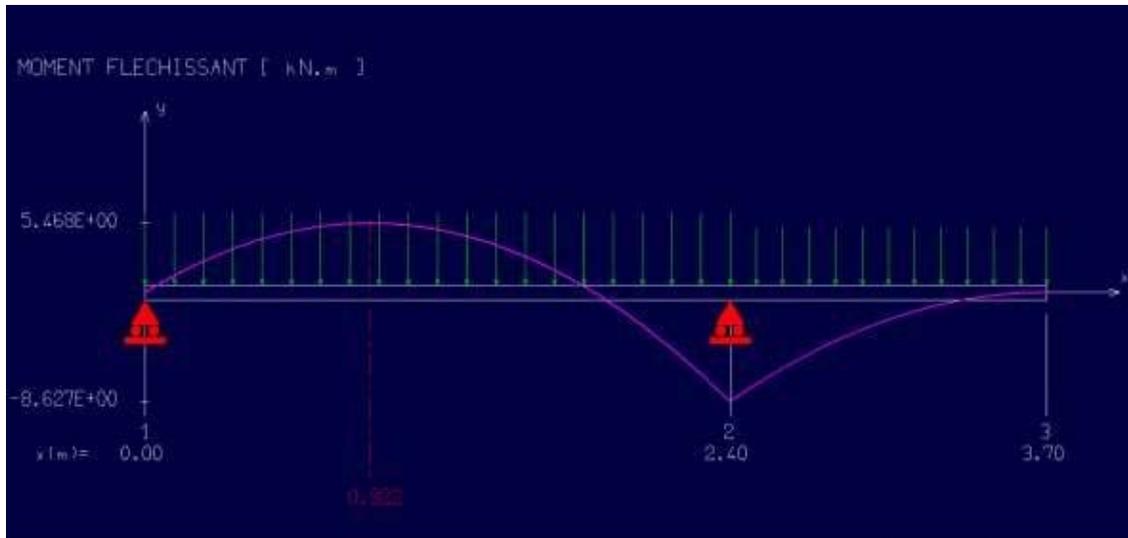


Figure 4.117 :
statique des

Schéma
escaliers.

4.4.5.1. Calcul des efforts internes :



4.4.5.3. Calcul à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.4.5.3.1. Ferraillage en travée :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{54.68 \times 10^3}{100 \times 17 \times 13.5^2} = 0.17$$

$\mu < \mu_1 0.17 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.23$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.23 = 0.908$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54.68 \times 10^3}{0.908 \times 13.5 \times 435} = 10.25 \text{ cm}^2$$

Soit 7T14 = 10.78 cm², avec un espacement de St = 15 cm/ml.

4.4.5.3.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Soit 4T10 = 3.14 cm², avec un espacement de St = 25 cm/ml.

4.4.5.3.1. Ferraillage en appuis :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{8.62 \times 10^3}{100 \times 17 \times 13.5^2} = 0.027$$

$\mu < \mu_1 0.027 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.034 = 0.986$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.62 \times 10^3}{0.986 \times 13.5 \times 435} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Soit 4T12 = 4.52 cm², avec un espacement de St = 25 cm/ml.

4.4.5.3.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit 4T10 = 3.14 cm², avec un espacement de St = 25 cm/ml.

4.4.5.4. Vérifications à l'ELU :

4.4.5.4.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{400} = 1.86 \text{ cm}^2$$

4.4.5.4.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$T_u = 19.06 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right. \quad \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.06 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.4.5.4.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \sum u}$$

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

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.06 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 17.58} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = 17.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 17.28 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

4.4.5.4.4. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

4.4.5.4.4.1. Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 3.24} = 43.2 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.4.5.4.4.2. Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = 30 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

4.4.5.4.4.3. Espacement des barres :

4.4.5.4.4.3.1. Armatures longitudinales :

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

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

4.4.5.4.4.3.2. Armatures transversales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(60 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

4.4.5.5. Calcul à l'ELS :

$$q_{1s} = (G + Q) \times 1.3 = (6.77 + 2.5) \times 1.3 = 12.05 \text{ KN/ml}$$

4.4.5.5.1. Calcul des efforts internes :

$$M_{ser} = 39.50 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -13.69 \text{ KN}$$

Figure 4.13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

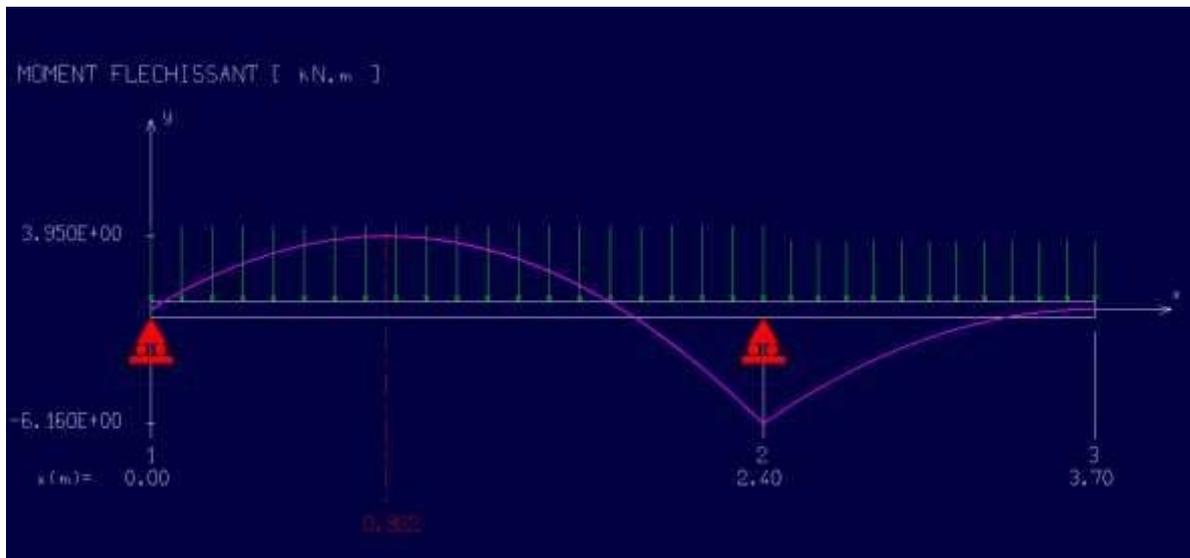
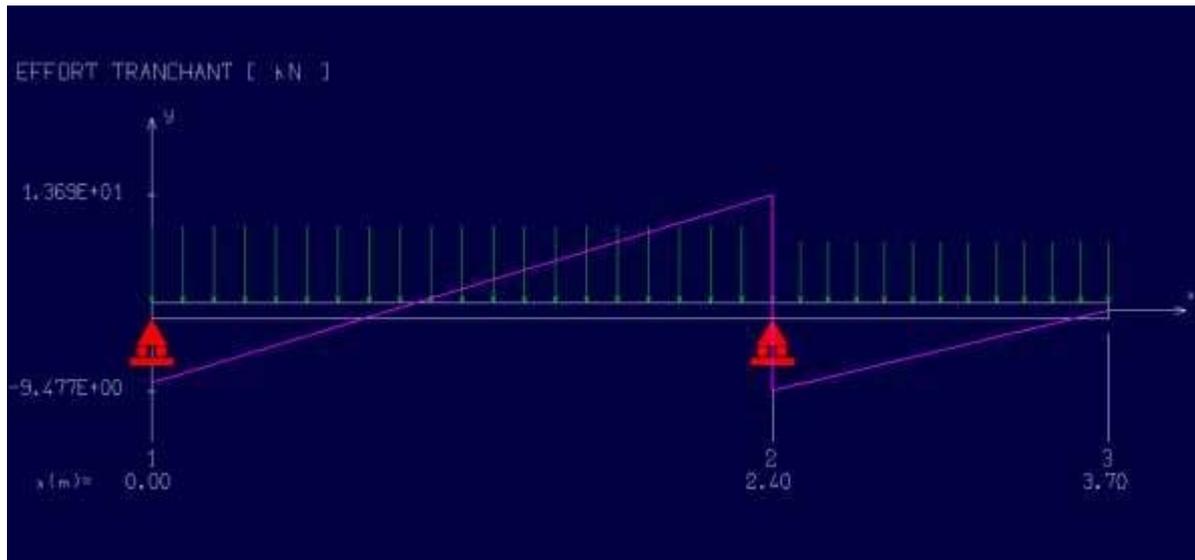


Figure 04.20 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

4.4.5.5.1.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{\text{coh}} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.7 \times yl - 2182.95$$

$$yl = \mathbf{5.18 \text{ cm}}$$

4.4.5.5.1.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.18^2}{3} + 15 \times (10.78 \times (13.5 - 5.18)^2)$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$I = 12087.67 \text{ cm}^4$$

4.4.5.5.2. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{39.5 * 1000}{12087.67} \times 5.18 = \mathbf{16.92 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{16.92 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

4.4.5.5.3. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 39.5}{12087.67} \times (13.5 - 5.18) = \mathbf{40.07 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{40.07 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

4.4.5.5.4. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{39.50}{10 \times 39.50} = 0.1 \end{array} \right. \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{10.78}{100 \times 13.5} = 0.008 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{500} = 0.0105 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

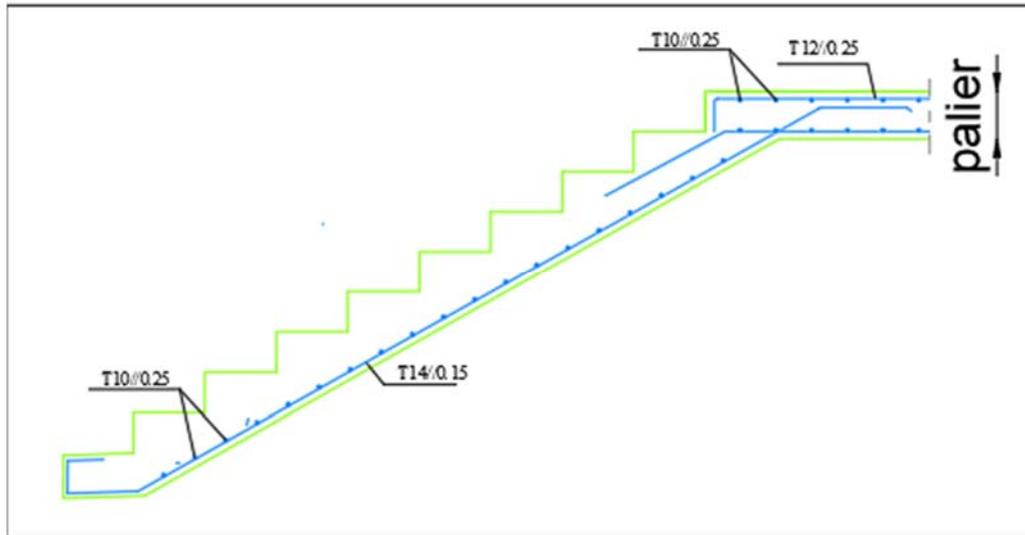


Figure 04.21 : plan de ferrailage des volées.

4.5. Calcul de la salle machine :

4.5.1. Introduction :

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

La surface du cabinet est : $S = 2.25 \times 4 = 9 \text{ m}^2$. Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$$p = 90 \text{ KN}$$

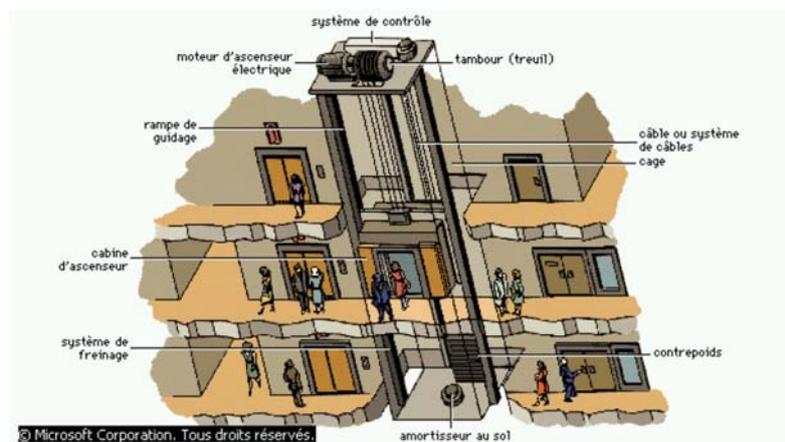


Figure 04.14 : Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment.

4.5.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

4.5.2.1. Epaisseur de la dalle h_0 :

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{240}{30} = 7.5$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$h \geq 12 \text{ cm}$. Donc on opte $h = 20 \text{ cm}$.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

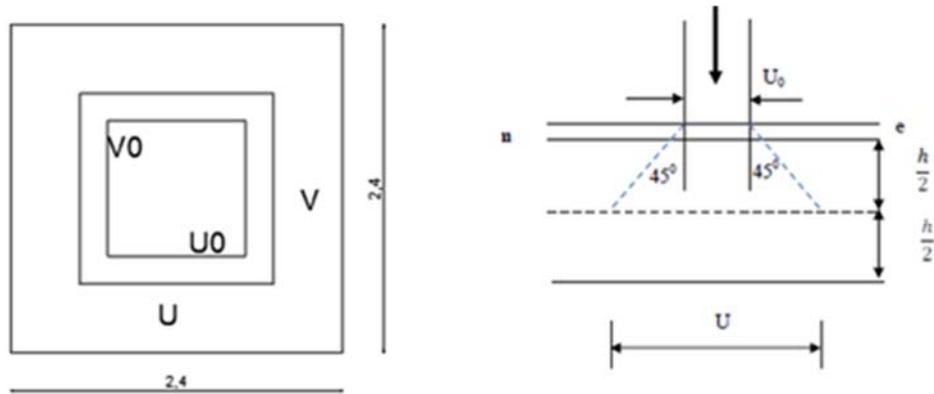


Figure 4.23 : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur 4 appuis elle est soumise à une charge localisé concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$). Son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

On a :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

Avec : $h = 20 \text{ cm}$

e : revêtement de la dalle ($e = 5 \text{ cm}$).

$\xi = 1$ Pour le béton.

$$U_0 = 80 \text{ cm}$$

$$V_0 = 80 \text{ cm}$$

On aura :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 20 = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 20 = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

Les côtés U_0 et V_0 sont respectivement parallèles à L_x et L_y .

4.5.3. Calcul des moments M_x et M_y du système du levage :

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par

ν : coefficient de poisson ; $\nu = 0$ à l'ELU

$$\frac{u}{L_x} = \frac{110}{225} = \mathbf{0.49}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\frac{v}{L_y} = \frac{110}{400} = \mathbf{0.28}$$

Donc :

$$M1 = 0.049$$

$$M2 = 0.028$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = \mathbf{121.5 \text{ KN}}$$

$$M1_x = M1 \times P_u \times U \times V = 0.049 \times 121.5 \times 1.10 \times 1.10 = \mathbf{7.02 \text{ KN.m}}$$

$$M1_y = M1 \times P_u \times U \times V = 0.028 \times 121.5 \times 1.10 \times 1.10 = \mathbf{4.12 \text{ KN.m}}$$

4.5.4. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules :

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = \mathbf{6.1 \text{ KN/ml}}$$

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

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = \mathbf{9.74 \text{ KN/ml}}$$

$$\begin{cases} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M2_y = \mu_y \times M2_x \end{cases}$$

On a : $P = \frac{240}{240} = 1 > 0.4$ Donc la dalle portent en deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M2_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0368 \times 9.74 \times 2.4^2 = \mathbf{2.07 \text{ KN.m}} \\ M2_y = \mu_y \times M2_x = 1 \times 2.06 = \mathbf{2.07 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

4.5.5. Les moments agissants sur la dalle :

$$M_x = M1_x + M2_x = 10.14 + 2.07 = \mathbf{12.21 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M1_y + M2_y = 10.14 + 2.07 = \mathbf{12.21 \text{ KN.m}}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.21 = \mathbf{10.38 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 12.21 = \mathbf{-3.66 \text{ KN.m}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.5.6. Ferraillage de la dalle :

4.5.6.1. Dans le sens x-x :

4.5.6.1.1. En travée :

$$Mu_t = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{10.38 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.019} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = \mathbf{0.024}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.024 = \mathbf{0.990}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10.38 \times 10^3}{0.990 \times 435 \times 18} = \mathbf{1.67 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Choix des armatures : $A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

3.5.6.1.2. Aux appuis :

$$Mu_a = -3.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.66 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.007} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = \mathbf{0.009}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.009 = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.66 \times 10^3}{0.996 \times 435 \times 18} = \mathbf{0.59 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 avec un espacement $St = \mathbf{15cm/ml}$

Choix des armatures : $A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

3.5.6.2. Dans le sens y-y :

3.5.6.2.1. En travée :

$$Mu_t = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{10.38 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.019} < 0.392$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = \mathbf{0.024}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.024 = \mathbf{0.990}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10.38 \times 10^3}{0.989 \times 435 \times 18} = \mathbf{1.67 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T10 avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Choix des armatures : $A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

4.5.6.2.2. Aux appuis :

$$Mu_a = -3.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.66 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = \mathbf{0.007} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = \mathbf{0.009}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.009 = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.66 \times 10^3}{0.996 \times 435 \times 18} = \mathbf{0.59 \text{ cm}^2}$$

Soit 4T10 = 3.14 cm^2 , avec un espacement de $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$.

4.5.7. Vérification à l'ELU :

4.5.7.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

4.5.7.1.1. Dans le sens x-x :

$$A_{st} = 4T10A_{cho} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$$

$$P = \frac{A_x}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

P_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$$P_0 = 0.8\%_0 (\text{HA de classe Fe E400})$$

$$A_x \geq b \times h \times P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{2.4}{2.4}\right) = \mathbf{1.6 \text{ cm}^2}$$

$A_x = A_{min} = \mathbf{1.6} < 3.14 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.5.7.1.2. Dans le sens y-y :

$$A_{st} = 4T10A_{cho} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{A_x}{b \times h} \geq P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq b \times h \times P_0 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left(3 - \frac{2.4}{2.4}\right) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{\min} = 1.6 < 3.14 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

4.5.7.2. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :

4.5.7.2.1. Sens principal :

$S_t = 15 \text{ cm} \leq (2h = 40 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$ Condition vérifiée.

4.5.7.2.2. Sens perpendiculaire :

$S_t = 15 \text{ cm} \leq (3h = 60 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$ Condition vérifiée.

4.5.7.3. Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)$$

P_u : charge de calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

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

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.10 + 1.10) = 4.4 \text{ m}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN} \leq 0.046 \times 4.4 \times 0.20 \times \left(\frac{25 \times 10^3}{1.5}\right) = 674.67 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

4.5.7.4. Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2 \times V + U} = \frac{121.5}{2 \times 1.1 + 1.1} = 36.82 \text{ KN}$$

Ainsi on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

$$\tau_u = \frac{36.82 \times 10^3}{1000 \times 180} = \mathbf{0.205 \text{ MPa}}$$

4.5.7.5. Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :

On doit vérifier :

$$\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = \mathbf{20 \text{ mm}}$$

4.5.8. Vérification à l'ELS :

3.5.8.1. Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :

ν : coefficient de poisson ; $\nu = 0.2$ à l'ELS

$$\frac{u}{L_x} = \frac{\nu}{L_y} = \frac{110}{240} = \mathbf{0.46}$$

Donc : $M_1 = M_2 = \mathbf{0.046}$

$$P_s = P = \mathbf{90 \text{ KN}}$$

$$M_{1x} = q_s(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.046 + 0.2 \times 0.046) = \mathbf{4.67 \text{ KN.m}}$$

$$M_{1y} = q_s(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.046 + 0.2 \times 0.046) = \mathbf{4.67 \text{ KN.m}}$$

3.5.8.2. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle pleine :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

On a : $P = \frac{240}{240} = 1 > 0.4$ Donc la dalle portent en deux sens.

Les moments sont donnés par les formules :

Poids propre de la dalle : $G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml}$

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

$$q_s = 1G + Q = 6.1 + 1 = \mathbf{7.1 \text{ KN/ml}}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{2y} = \mu_y \times M_{2x} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0441 \times 7.1 \times 2.4^2 = \mathbf{1.80 \text{ KN.m}} \\ M_{2y} = \mu_y \times M_{2x} = 1 \times 1.80 = \mathbf{1.80 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

3.5.8.3. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 12.42 + 1.80 = \mathbf{14.22 \text{ KN.m}}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens x-x et sens y-y :

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 14.22 = \mathbf{12.09 \text{ KN.m}}$$

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 14.22 = \mathbf{-4.27 \text{ KN.m}}$$

4.5.8.4. Vérification des contraintes dans le béton et les acies: (Art A.

4.5.8.4.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y l^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - y l) = 50 y l^2 + 47.1 y l - 847.8$$

$$Yl = \mathbf{4.74 \text{ cm}}$$

4.5.8.4.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y l)^2) = \frac{100 \times 4.74^2}{3} + 15 \times (3.14 \times (18 - 4.47)^2)$$

$$I = \mathbf{9371.09 \text{ cm}^4}$$

4.5.8.5. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y l = \frac{14.22 \times 10^3}{9371.09} \times 4.47 = \mathbf{6.78 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{5.23 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$$
 Condition vérifiée.

4.5.8.6. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y l) = \frac{15 \times 14.22}{9371.09} \times (18 - 4.47) = \mathbf{0.31 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{0.31 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$
 Condition vérifiée.

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

4.5.8.7. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 12 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.1} = 12 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{14.22}{10 \times 14.22} = 0.1 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{500} = 0.0084 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre 04 : Etude éléments non structuraux

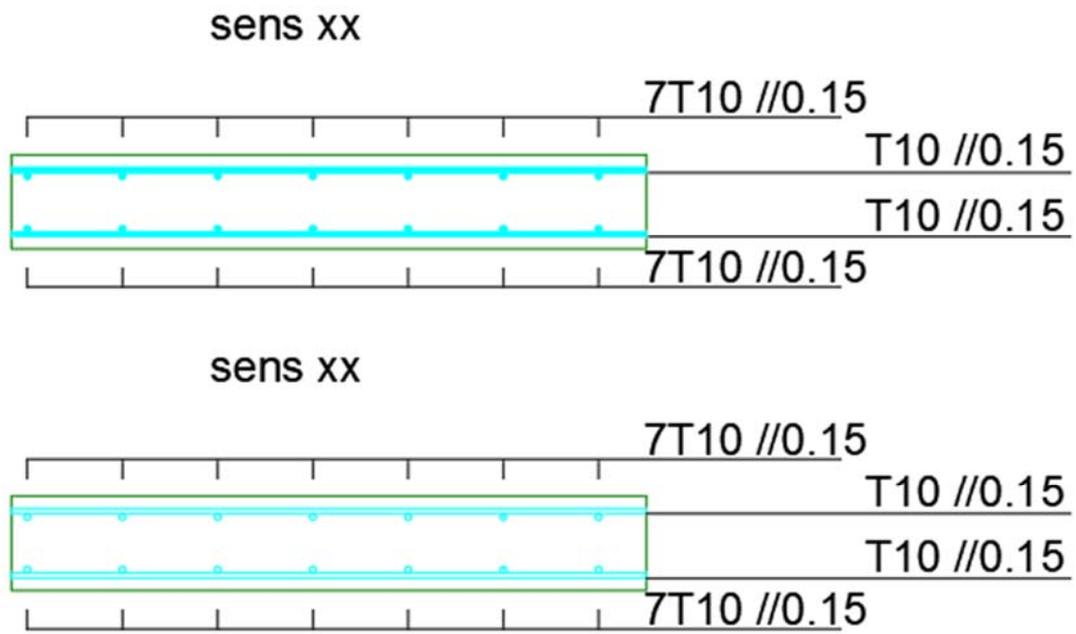


Figure 4.24 : Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.

Chapitre 05 :

Modélisation et

vérification au RPA.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

5.2. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

5.2.1.Méthode statique équivalente :

5.2.1.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

5.2.1.2. Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
 $6H \leq 5m$ en zone I et IIa,
- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

5.2.2.1. Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.2.2.2. Les hypothèses :

- ❖ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- ❖ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ❖ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- ❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

5.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

5.3.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.3.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

5.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

5.3.3.1. Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.15**

5.3.3.2. Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.PA99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5.3.3.3. Facteur de qualité Q :

5.3.3.3.1. Régularité en plan :

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- ❖ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée
- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ❖ La structure a une forme compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur = $\frac{26.25}{17} = 1.54 < 4$
- ❖ Donc le critère est observé $p_q = 0$

5.3.3.3.2. Régularité en élévation :

La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

5.3.3.3.3. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0.05$

5.3.3.3.4. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

Critère « q »	p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.00
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.15

Tableau 04.1 : Pénalités du facteur de qualité

$$Q = 1 + 0.05 + 0.1 = 1.15$$

5.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ(%): : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ :Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend ξ = 7%

D'où : η = **0.882** ≥ 0.7

5.3.3.5. Période T1 et T2 du site considérée S3 :

$$T_1 = \mathbf{0.15 \text{ s}}$$

$$T_2 = \mathbf{0.50 \text{ s}}$$

5.3.3.6. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

5.3.3.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

5.3.3.8. Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

h_N :Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

5.3.3.9. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0.50$ s: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = 24.48 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$d_x = 26.25 \text{ m}$$

$$d_y = 17 \text{ m}$$

$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 26.25^{3/4} = 0.55 \text{ s}$ Dans les deux directions.

$$T_x = \min(0.55 ; 0.43) = 0.43 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.55 ; 0.53) = 0.53 \text{ s}$$

$0 < T_x$ et $T_y < T_2$ Donc $D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.43}\right)^{2/3} = 2.44 \text{ s}$$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.53}\right)^{2/3} = 2.12 \text{ s}$$

$$T = \max(0.43 ; 0.53) = 0.53 \text{ s}$$

5.4. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation. Q_i W

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = 31412.88\text{KN}$$

5.5. Modélisation de la structure :

5.5.1. Position des voiles :

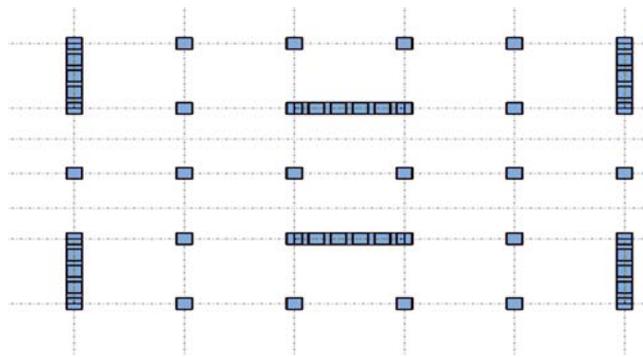


Figure 5.1 : disposition des voiles.

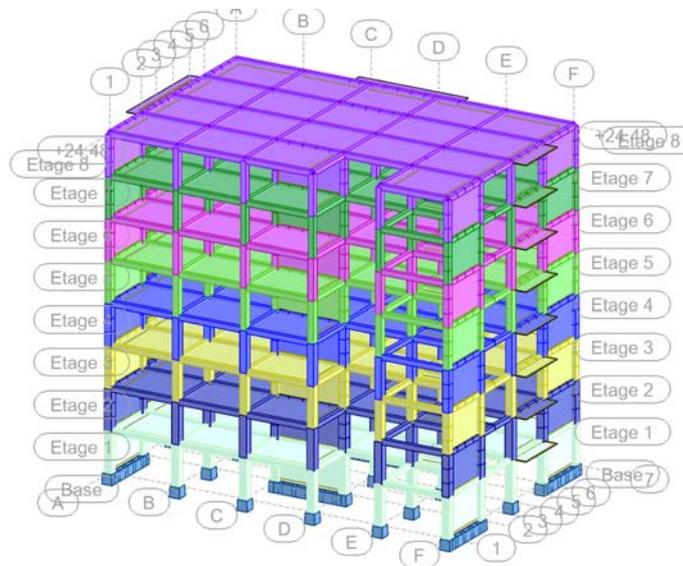


Figure 5.2: Vue de la structure modélisée.

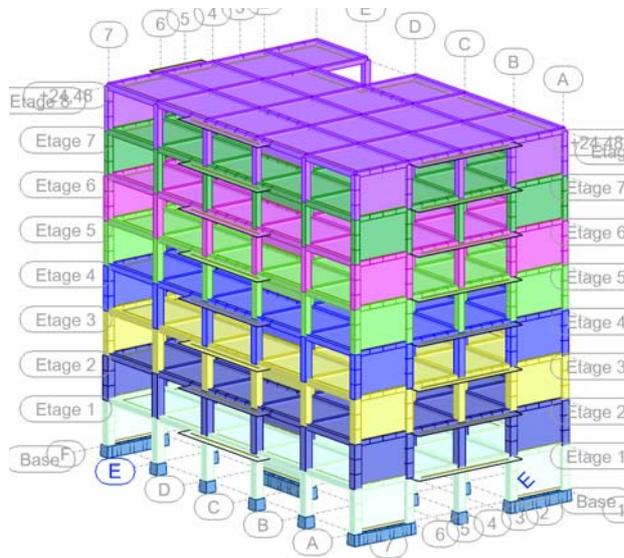


Figure 5.3: Vue de la structure modélisée.

5.6. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.44 \times 1.15}{3.5} \times 31412.879 = \mathbf{3777.62 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.12 \times 1.2}{3.5} \times 31412.879 = \mathbf{3282.20 \text{ KN}}$$

5.7. Résultats decalcul :

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique			
		Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,56	67,17	0,13	67,17	0,13
2	0,54	67,33	65,81	0,16	65,68
3	0,40	67,49	66,13	0,17	0,32
4	0,13	87,72	66,14	20,23	0,00
5	0,12	87,73	86,88	0,01	20,75
6	0,09	87,76	87,00	0,04	0,12
7	0,06	94,35	87,01	6,58	0,00
8	0,05	94,35	94,03	0,00	7,02
9	0,04	97,04	94,03	2,69	0,00
10	0,04	97,06	94,07	0,02	0,04

Tableau 5.2 : Taux de participation modale.

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{emp} = 0.43 s T_{dyn} = 0.56 s$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que : $1.3 T_{emp} > T_{dyn} 1.50 s > 1.38 s$

- ❖ Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x)
- ❖ Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (y-y)
- ❖ Et le 3^{ème} mode de torsions
- ❖ Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 8^{ème} mode pour le sens (x-x) et le sens (y-y).

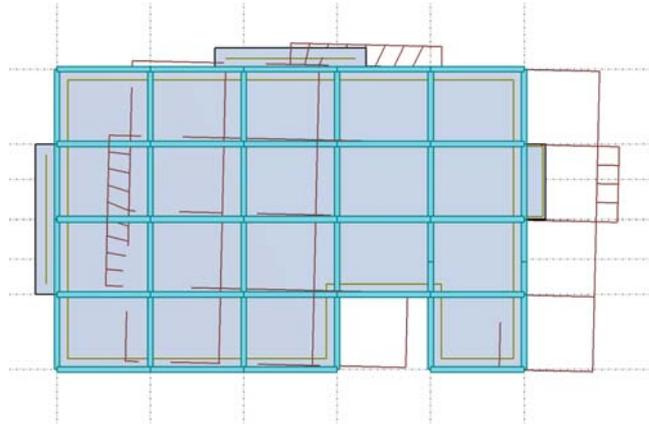


Figure 05.4: Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).

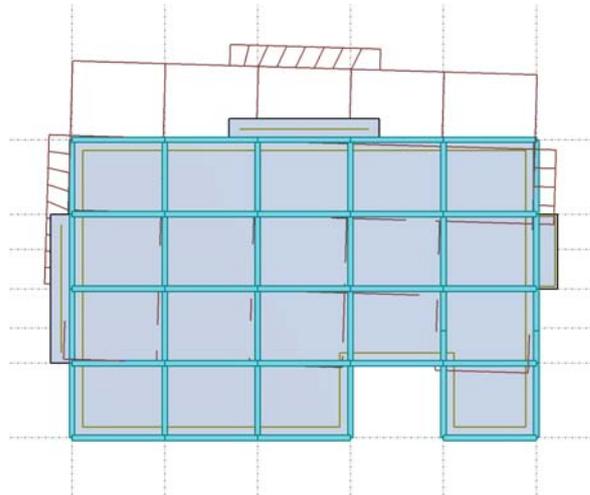


Figure 05.5: Le 2ème est une translation suivant l'axe (y-y)

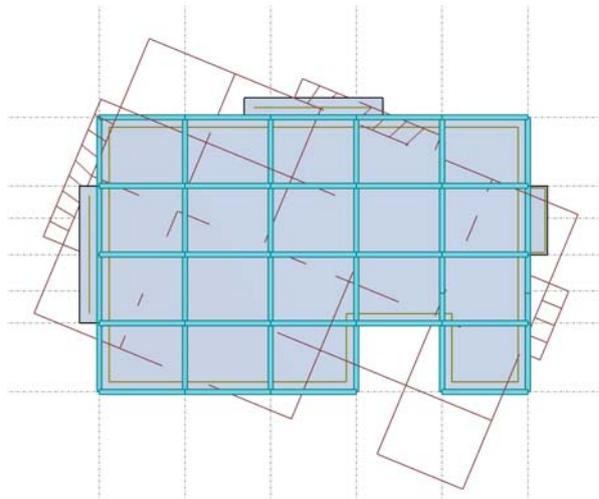


Figure 5.6 : le 3ème mode de torsions.

5.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

Direction x-x : 7ème mode : Masse cumulée = 94.35 %

Direction y-y : 8ème mode : Masse cumulée = 94.03 %

Masse cumulée > 90% .donc **condition vérifié.**

5.8. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

5.8.1. Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

$X_m ; Y_m$: Les coordonnées du centre de masse.

$X_t ; Y_t$: Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Avec :

$$L_x = 26.25 \text{ m} \quad L_y = 17.00 \text{ m}$$

Niveaux	Masse (Kg)	G (x ; y) [m]	R (x ; y) [m]	Ix [Kg.m2]	Iy [Kg.m2]	Ex0 [m]	Ey0 [m]	Ex2 [m]	Ey2 [m]
RDC	407991,80	12,37 9,13	13,12 8,50	12259605,40	29446804,42	0,76	0,63	0,05	0,05
1^{er}	407991,80	12,37 9,13	13,12 8,50	12259605,40	29446804,42	0,76	0,63	0,05	0,05
2^{ème}	395936,48	12,34 9,15	13,12 8,50	11782357,33	28433649,61	0,78	0,65	0,05	0,05
3^{ème}	395936,48	12,34 9,15	13,12 8,50	11782357,33	28433649,61	0,78	0,65	0,05	0,05
4^{ème}	385029,28	12,32 9,16	13,12 8,50	11349470,48	27515772,28	0,80	0,66	0,05	0,05
5^{ème}	385029,28	12,32 9,16	13,12 8,50	11349470,48	27515772,28	0,80	0,66	0,05	0,05
6^{ème}	375270,21	12,30 9,18	13,12 8,50	10961195,57	26693451,25	0,82	0,68	0,05	0,05
7^{ème}	420588,19	12,81 8,93	13,12 8,50	12363048,95	30621275,38	0,32	0,43	0,05	0,05

Tableau 05.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

5.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente $V_{Statique}$ correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

Sens	V_{st}	$0.8V_{st}$	V_{dyn}	$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$
X	3777.62	3022.01	2794.66	C.NV
Y	3282.20	2625.76	2821.33	C.V

Tableau 05.4 : les forces sismiques des deux directions.

5.10. Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

σ_K : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

σ_{eK} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5).

Etage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$
RDC	0,207	0,169
1 ^{er}	0,415	0,364
2 ^{ème}	0,57	0,518
3 ^{ème}	0,679	0,634
4 ^{ème}	0,753	0,715
5 ^{ème}	0,762	0,758
6 ^{ème}	0,783	0,776

Tableau 05.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

7 ^{ème}	0,789	0,767
------------------	-------	-------

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, 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.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$ $01 \leq 1\% h_e = 3.06 \text{ cm}$, donc **la condition est vérifiée**

5.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la **Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :**

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : Hauteur de l'étage 'K'.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

Niveaux	P	Suivant (x-x)					Suivant (y-y)				
		Δ	V	h	θ	Vérification	Δ	V	h	θ	Vérification
RDC	-31124,09	0,207	2794,65	3,06	0,00753387	OK	0,169	2821,33	3,06	0,00609268	OK
1^{er}	-26804,48	0,415	2718,59	3,06	0,01337181	OK	0,364	2751,47	3,06	0,01158838	OK
2^{ème}	-22846,79	0,57	2570,64	3,06	0,01655531	OK	0,518	2601,06	3,06	0,01486905	OK
3^{ème}	-18963,98	0,679	2364,53	3,06	0,01779643	OK	0,634	2395,41	3,06	0,01640278	OK
4^{ème}	-15120,39	0,753	2096,13	3,06	0,01775082	OK	0,715	2128,24	3,06	0,01660072	OK
5^{ème}	-11344,55	0,762	1762,6	3,06	0,01602755	OK	0,758	1792,13	3,06	0,0156807	OK
6^{ème}	-7603,79	0,783	1345,34	3,06	0,01446233	OK	0,776	1378,06	3,06	0,01399272	OK
7^{ème}	-3923,65	0,789	806,38	3,06	0,01254602	OK	0,767	828,55	3,06	0,01186986	OK

Tableau 5.6 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.

4.12. Calcul de renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. (Art.4.41 du RPA99/V2003)

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$$M_s = \sum W_i \times X_i$$

Avec

M_s : Moment stabilisant provoqué par les charges verticales.

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

F_i : Forces sismiques au niveau *i*.

W_i : Poids de l'étage *i*.

X_i : Coordonnée du centre de masse de l'étage *i*.

h_i : hauteur du niveau *i*.

Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.

ETAGE	DIRECTION X								DIRECTION Y							
	Vx KN	Fx [KN]	h [m]	W [KN]	Xg [m]	Mr[KN]	Ms[KN]	Vérification	Vy [KN]	Fy [KN]	h [m]	W [KN]	Yg [m]	Mr[KN]	Ms[KN]	Vérification
1	3018,23	82,16	3,06	31412,87	13,13	251,41	412450,98	CV	2821,33	69,86	3,06	31412,87	8,50	213,77	267009,40	CV
2	2936,07	159,78	6,12			977,85		CV	2751,47	150,41	6,12			920,51		CV
3	2776,29	222,6	9,18			2043,47		CV	2601,06	205,65	9,18			1887,87		CV
4	2553,69	289,87	12,24			3548,01		CV	2395,41	267,17	12,24			3270,16		CV
5	2263,82	360,22	15,30			5511,37		CV	2128,24	336,11	15,30			5142,48		CV
6	1903,6	450,63	18,36			8273,57		CV	1792,13	414,07	18,36			7602,33		CV
7	1452,97	582,08	21,42			12468,15		CV	1378,06	549,51	21,42			11770,50		CV
8	870,89	870,89	24,48			21319,39		CV	828,55	828,55	24,48			20282,90		CV

Tableau 05.7 : la valeur de Ms et Mr suivant X,Y.

5.13. Vérification effort normal :

Section	a [cm]	b [cm]	B [cm²]	fc28 [Mpa]	Nb [N]	V [N]	Vérification
Section 1	55	55	3025,00	25	2068112,23	0,27	CV
Section 2	50	50	2500,00	25	1536213,88	0,25	CV
Section 3	45	45	2025,00	25	1017472,31	0,20	CV
Section 4	40	40	1600,00	25	509669,75	0,13	CV

Tableau 5.8 : Effort normal.

5.14. Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique.

Chapitre 06 : Etude des portiques

Chapitre 06 : Etude des portiques

6.1. Introduction ;

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

6.2. Etude des poutre :

6.2.1. Introduction :

Les poutres sont des coutres incorporés dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

6.2.2. Les moments de la poutre :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

6.2.3. Combinaisons d'actions :

6.2.3.1. Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

6.2.3.2. Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.80G \pm E \end{cases}$$

6.2.4. Tableau des sollicitations :

	Poutres	M_{max}^t (KN. m)			M_{max}^a (KN. m)			T(KN)
PP	Etages courants	50.91	36.86	46.19	116.29	84.23	143.58	117.34 118.67
	Terrasse	60.91	44.45	48.71	114.66	83.60	135.90	119.03 120.25
PS	Etages courants	19.24	14.05	45.75	48.18	34.74	86.82	45.57 44.92
	Terrasse	17.34	12.51	34.67	41.90	30.48	75.26	38.23

Tableau 6.9: Les valeurs des moments de chaque niveau.

6.2.3. Poutre Principales étage courants :

6.2.3.1. Ferraillage longitudinal :

6.2.3.1.1. En travée :

6.2.3.1.1.1. Calcul des ferraillages :

A- ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{50.91 \times 10^3}{30 \times 4.2 \times 36^2} = \mathbf{0.092} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.092}) = \mathbf{0.121}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.121 = \mathbf{0.951}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{50.91 \times 10^3}{0.951 \times 348 \times 36} = \mathbf{4.27 \text{ cm}^2}$$

A- AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{46.19 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 36^2} = \mathbf{0.064} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = \mathbf{0.083}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.083 = \mathbf{0.967}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{46.19 \times 10^3}{0.967 \times 348 \times 36} = \mathbf{3.12 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5T14 = **7.70 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

Chapitre 06 : Etude des portiques.

6.2.3.1.1.2. Vérification à l'ELU :

6.2.3.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{7.70 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.2.3.1.1.2.2. RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 36 = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{RPA}} = \mathbf{6 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{7.70 \text{ cm}^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.2.3.1.1.3. Vérification à l'ELS :

6.2.3.1.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 115.5 \times yl - 4158$$

$$yl = \mathbf{13.24}$$

6.2.3.1.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{15 \times 13.24^2}{3} + 15 \times (7.70 \times (36 - 13.24)^2)$$

$$I = \mathbf{83040.43 \text{ cm}^4}$$

6.2.3.1.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{36.86 \times 10^3}{83040.43} \times 13.24 = \mathbf{5.88 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{5.88 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.2.3.1.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 36.86 \times 10^3}{83040.43} \times (36 - 13.24) = \mathbf{178.18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{178.18 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.2.3.1.2. En appuis :

6.2.3.1.2.1. Calcul des ferrillages :

A ELU :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{116.29 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 36^2} = 0.211 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.211}) = \mathbf{0.300}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.300 = \mathbf{0.880}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{116.29 \times 10^3}{0.880 \times 348 \times 36} = \mathbf{10.55 \text{ cm}^2}$$

A AAC :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{143.58 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 36^2} = 0.200 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.200}) = \mathbf{0.282}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.282 = \mathbf{0.887}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{143.58 \times 10^3}{0.887 \times 348 \times 36} = \mathbf{11.24 \text{ cm}^2}$$

Soit : 3T14 + 5T16 = **14.67 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

6.2.3.1.2.2. Vérification à l'ELU :

6.2.3.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{14.67 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

5.5.5.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 60 \times 23 = \mathbf{6.90 \text{ cm}^2}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$A_{RPA} = 6.90 \text{ cm}^2 < A_s = 24.13 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.5.1.2.3. Vérification à l'ELS :

5.5.5.1.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 220.05 \times yl - 7921.8$$

$yl = 16.79$

5.5.5.1.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 16.79^2}{3} + 15 \times (14.67 \times (21 - 10.99)^2)$$

$$I = 128535.45 \text{ cm}^4$$

5.5.5.1.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{15 \times 84.23 \times 10^3}{128535.45} \times 16.79 = 11.00 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 11.00 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5.5.5.1.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 84.23 \times 10^3}{128535.45} \times (36 - 16.79) = 188.85 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 188.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5.5.5.2. Ferrailage longitudinal :

5.5.5.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$T_u = -117.34 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right. \\ \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{117.34 \times 10^3}{600 \times 230} = 0.098 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.5.5.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{23}{35} ; 16 ; \frac{60}{10} \right) = \min(6.57 ; 16 ; 60) = 6 \\ \phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

5.5.5.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.5.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 ; 40\text{cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{12.01 \times 235}{0.4 \times 60} = 19.68 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 60 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 18.67 \text{ cm}$$

5.5.5.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1 \right) = \min(5.75 ; 19.20) = 5 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 60 = 18 \text{ cm}^2$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

			MS (KN. m)	A Choisi (cm²)		Y	I cm²	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$MPa	σ_sMPa	$\overline{\sigma_s}$MPa	Observation
Poutres Principales	Etages courant	Travée	36.86	7.70	5T14	13.24	83040.43	5.88	18	178.18	196.77	C.V
		Appuis	-84.23	14.69	3T14 5T16	16.79	128535.45	11.00	18	188.85	196.77	C.V
	Terrasse	Travée	44.45	9.24	6T14	14.19	94501.13	6.68	18	182.07	196.77	C.V
		Appuis	-83.60	14.67	3T14 5T16	16.79	128535.45	10.92	18	187.43	196.77	C.V
Poutres Secondaire s	Etages courant	Travée	14.05	5.65	5T12	10.81	48911.59	3.11	18	104.22	196.77	C.V
		Appuis	34.74	7.92	7T12	12.32	62402.83	6.86	18	160.13	196.77	C.V
	Terrasse	Travée	12.51	5.65	5T12	11.12	54323.11	2.56	18	82.49	196.77	C.V
		Appuis	30.48	6.79	6T12	11.95	62194.88	5.86	18	154.71	196.77	C.V

Tableau 6.10 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).

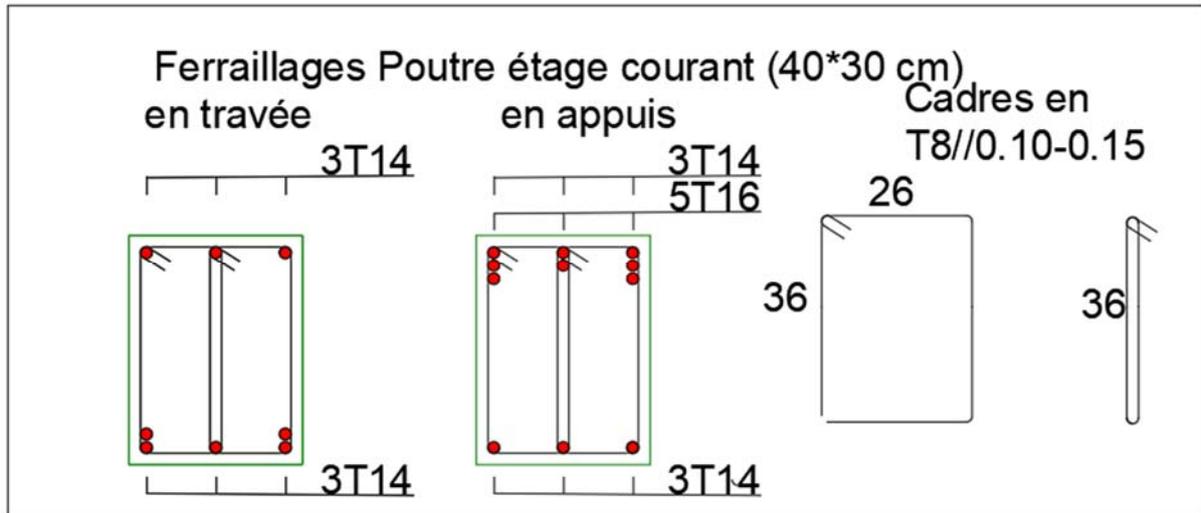


Figure 6.1 : Ferrailages Poutre étages courants 45*30.

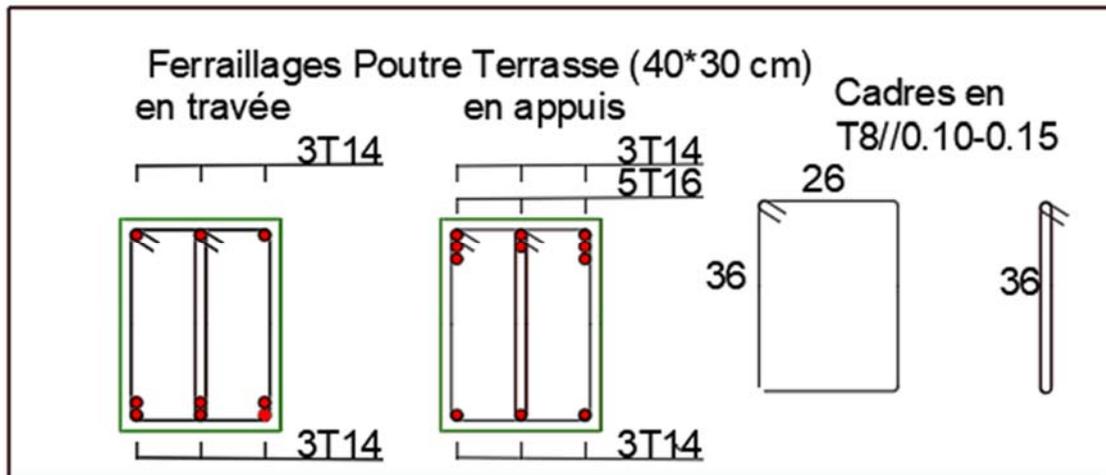


Figure 6.2 : Ferrailages Poutre Terrasse 40*30 cm.

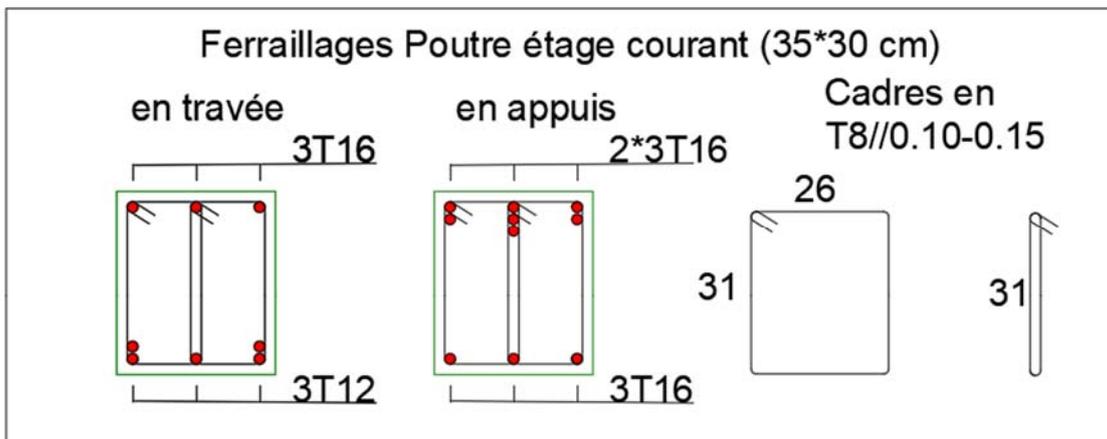


Figure 6.3 : Ferrailages Poutre étage courant 35*30 cm.

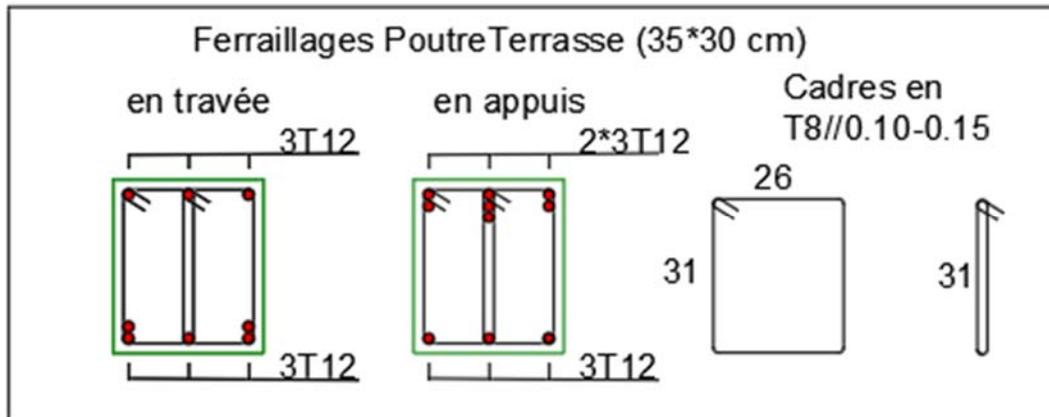


Figure 6.4 : Ferrailages Poutre Terrasse 35*30 cm.

6.3. Etude des poteaux :

6.3.1. Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant (M_y -y, M_z -z) (voir fig.6.5.).

Chapitre 06 : Etude des portiques.

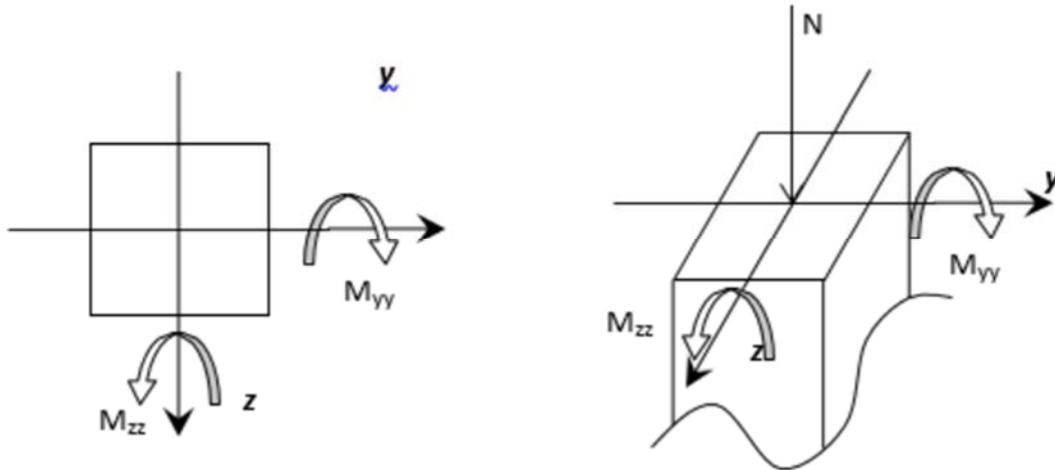


Figure 6.5 : Sollicitation sur les poteaux.

6.3.2. Combinaison de charges :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L91]:

- $1,35G+1,5Q$ → Etat Limite ultime.
- $G+Q$ → Etat Limite de service.
- G

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA99v2003]:

- $0,8 \times G \pm E$

6.3.3. Les types de poteaux :

Types	Niveaux	Section[cm ²]
1	RDC	(55 × 55)
2	1 ^{er} étage	(55 × 55)
3	2 ^{ème} - 3 ^{ème} étage	(50 × 50)
4	4 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	(45 × 45)
5	6 ^{ème} - 7 ^{ème} étage	(40 × 40)

Tableau 6.11 : récapitulatif des sections des poteaux.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q \pm E$) ($0,8G \pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

Chapitre 06 : Etude des portiques.

6.3.4. Exemple de calcul :

6.3.4.1. Ferrailage du poteau de section (70 X 70) cm² :

6.3.4.1.1. Les armatures longitudinales :

A- Situation durable et transitoire :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

❖ Cas 1 :

$$N^{\max} = 2069.11 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 0.71 \text{ KN.m}$$

• Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{71}{2069.11} = 0.034 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

• Vérification si on a une compression excentrée :

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 3.89 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \max \left[15; 20 \times \frac{0.034}{55} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 3.89 \leq \max \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée pour la détermination

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit:

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.034$$

{ e_a : Excentricité additionnelle
 e_2 : Excentricité de second ordre

✓ Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ Excentricité du second ordre :

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0.39}{0.39 + 0.12} = 0.765$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214..2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.765 \times 2] = 0.883 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2069.11 \times (0.034 + 2 + 0.883)10^{-2}$$

$$M'_1 = 60.37 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2069.11 \text{ KN}$$

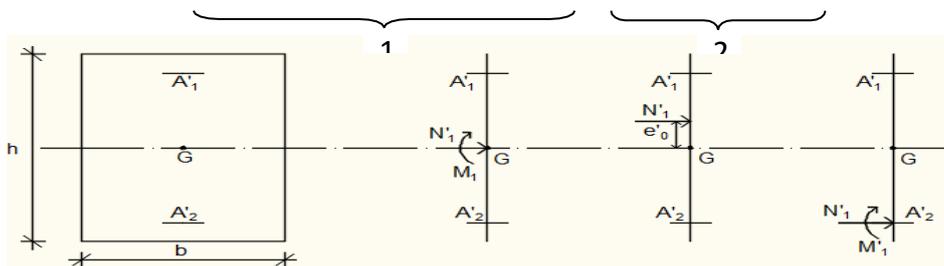
- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{60368}{2069.11} = 2.92 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$



Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 60.37 + 2069.11 \times \left(0.50 - \frac{0.55}{2}\right)$$

$$M_1 = 515.57 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 55 \times 55 = \text{N.m}$$

$$(1) = 603.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2069.11 \times (0.55 - 0.05) - 515.57$$

$$(2) = 455.20 \text{ KN.m}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

- Conclusion:

$$(1) = 603.39 \text{ KN.m} > (2) = 455.20 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ Calcul des armatures en flexion simple:

- Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{515.57 \times 10^3}{55 \times 14.2 \times 50^2} = \mathbf{0,270} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.270}) = \mathbf{0.402}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.402 = \mathbf{0,839}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{515.57 \times 10^3}{0.839 \times 348 \times 55} = \mathbf{35.69 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 35.69 - \frac{2069.11}{100 \times 348} < -23.80 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Cas 2 :

$$N^{\max} = 2069.11 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 0.21 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21}{2069.11} = 0.010 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérifications a une compression excentrée :

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 3.89 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15; 20 \times \frac{0.010}{55} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 3.89 \leq \text{max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée pour la détermination}$$

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit:

$$N'_1 = 2069.11 \text{ N}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.010$$

- { e_a : Excentricité additionnelle
- { e_2 : Excentricité de second ordre

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre :**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0.21}{0.21 + 0.11} = 0.733$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.733 \times 2] = 0.868 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2069.11 \times (0.010 + 2 + 0.868) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 74.51 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2069.11 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{74.51}{2069} = 3.60 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

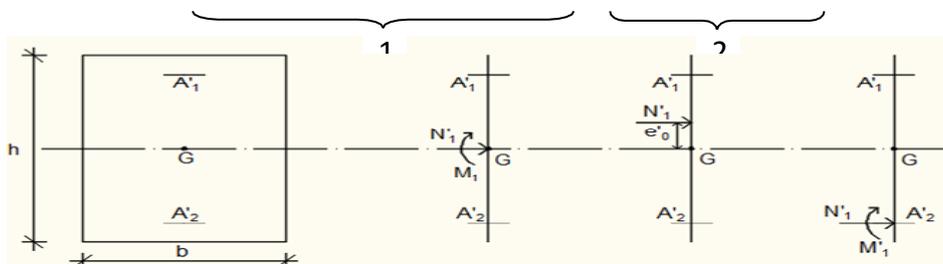


Figure 6.6 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 74.51 + 2069.11 \times \left(0.50 - \frac{0.55}{2}\right)$$

$$M_1 = 529.71 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 55 \times 55 = 603386.67 \text{ N.m}$$

$$(1) = 603.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2069.11 \times (0.55 - 0.05) - 529.71$$

$$(2) = 455.20 \text{ KN.m}$$

- Conclusion:

$$(1) = 603.39 \text{ KN.m} > (2) = 455.20 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ Calcul des armatures en flexion simple:

- Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{529.71 \times 10^3}{55 \times 14.2 \times 50^2} = \mathbf{0,277} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.277}) = \mathbf{0.416}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.416 = \mathbf{0,834}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{529.71 \times 10^3}{0.834 \times 348 \times 55} = 36.91 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 36.91 - \frac{2069.11}{100 \times 348} < -22.58 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Cas 3 :

$$N^{cor} = 1522.51 \text{ KN}$$

$$M_{yy}^{max} = 24.5 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{24.5}{1522.51} = 6.28 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

- **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 3.89 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \max \left[15; 20 \times \frac{6.28}{55} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 3.89 \leq \max \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée pour la détermination}$$

Remarque :

Le calcul se fera flexion composée en majorant les efforts comme suit:

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 6.28$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité de second ordre} \end{array} \right.$

- ✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

- ✓ **Excentricité du second ordre :**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{11.17}{11.17 + 6.28} = 0.640$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.6440 \times 2] = 0.821 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1522.51 \times (6.28 + 2 + 0.821) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 52.70 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1522.51 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{52.70}{1522.51} = 3.46 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

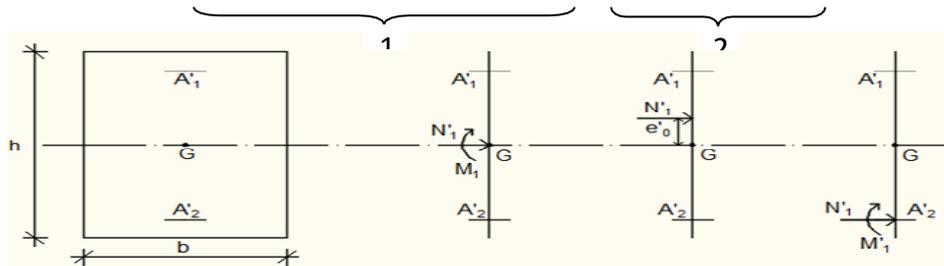


Figure 6.7 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 52.70 + 1522.51 \times \left(0.50 - \frac{0.55}{2}\right)$$

$$M_1 = 387.65 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 55 \times 55 = 603386.67 \text{ N.m}$$

$$(1) = 603.387 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1522.51 \times (0.55 - 0.05) - 378.65$$

$$(2) = 334.952 \text{ KN.m}$$

• Conclusion:

$$(1) = 387.65 \text{ KN.m} > (2) = 337.952 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ **Calcul des armatures en flexion simple:**

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{387.65 \times 10^3}{55 \times 14.2 \times 50^2} = \mathbf{0,203} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.203}) = \mathbf{0.287}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.287 = \mathbf{0,885}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{387.65 \times 10^3}{0.885 \times 348 \times 55} = \mathbf{25.43 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 25.43 - \frac{1522.51}{100 \times 348} < -18.34 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Cas 4 :

$$N^{cor} = 627.11 \text{ KN}$$

$$M_{yy}^{max} = 30.48 \text{ KN}$$

• Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{30.48}{627.11} = 4.86 \text{ cm} > \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.}$$

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues : $M_1 = N \times e_0$.

• Vérification de l'existence des A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 26.86 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 627.11 \times 0.2686 = 168.44 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{168.44 \times 10^3}{55 \times 14.2 \times 50^2} = \mathbf{0,088} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}) = \mathbf{0.116}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.116 = \mathbf{0,954}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{168.44 \times 10^3}{0.954 \times 348 \times 55} = 10.26 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 10.26 - \frac{627.11}{100 \times 348} < 7.59 \Rightarrow \text{On prendra } A = 7.59 \text{ cm}^2$$

❖ Cas 5 :

$$N^{min} = 331.59 \text{ KN}$$

$$M_{yy}^{cot} = 5 \text{ KN}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

- **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5}{331.59} = 1.51 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si on a une compression excentrée :**

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 3.89 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \max \left[15; 20 \times \frac{1.51}{55} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 3.89 \leq \max \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée pour la détermination

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit:

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1.51$$

{ e_a : Excentricité additionnelle
 e_2 : Excentricité de second ordre

- ✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

- ✓ **Excentricité du second ordre :**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3.69}{3.69 + 3.48} = 0.515$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.515 \times 2] = 0.758 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 331.59 \times (1.51 + 2 + 0.758) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 10.85 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 331.59 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{10.85}{331.59} = 3.27 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

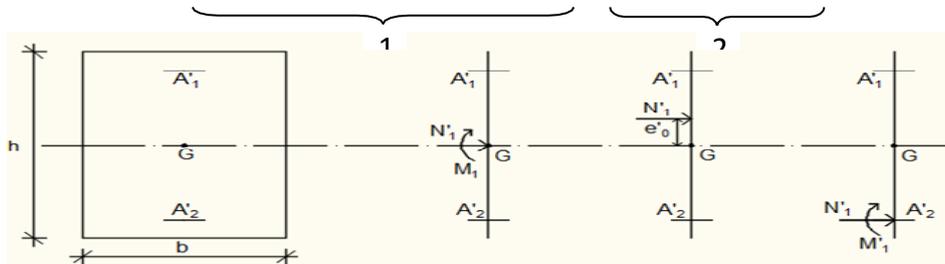


Figure 6.8 : Position de N'1, M'1 et M1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 10.85 + 331.59 \times \left(0.50 - \frac{0.55}{2}\right)$$

$$M_1 = 83.80 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 55 \times 55 = 603386.67 \text{ N.m}$$

$$(1) = 603.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 331.59 \times (0.55 - 0.05) - 83.80$$

$$(2) = 72.95 \text{ KN.m}$$

- Conclusion:

$$(1) = 603.39 \text{ KN.m} > (2) = 72.9 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

- **Calcul des armatures en flexion simple:**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{83.8 \times 10^3}{55 \times 14.2 \times 50^2} = \mathbf{0,044} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = \mathbf{0.056}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.056 = \mathbf{0,978}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{83.8 \times 10^3}{0.978 \times 348 \times 55} = 4.98 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 4.98 - \frac{331.59}{100 \times 348} < -4.55 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ Cas 6 :

$$N^{\min} = 331.59 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 5.1 \text{ KN}$$

• Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5.1}{331.59} = 1.53 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

• Vérification a une compression excentrée :

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 3.89 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \max \left[15; 20 \times \frac{1.53}{55} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 3.89 \leq \max \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée pour la détermination}$$

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1.53$$

{ e_a : Excentricité additionnelle
{ e_2 : Excentricité de second ordre

✓ Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ Excentricité du second ordre :

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0.01}{0.01 + 0.27} = 0.036$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.515 \times 2] = 0.518 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 331.59 \times (1.51 + 2 + 0.518)10^{-2}$$

$$M'_1 = 8.47 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 331.59 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{8.47}{331.59} = 2.55 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

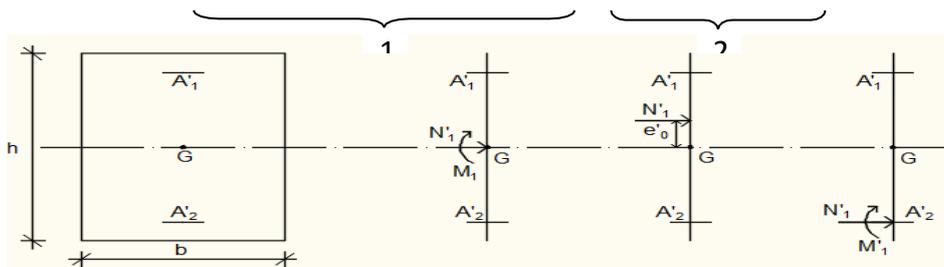


Figure 6.9 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 8.47 + 331.59 \times \left(0.50 - \frac{0.55}{2}\right)$$

$$M_1 = 81.42 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 55 \times 55 = 603386.67 \text{ N.m}$$

$$(1) = 603.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 331.59 \times (0.55 - 0.05) - 81.42$$

$$(2) = 72.95 \text{ KN.m}$$

- Conclusion:

$$(1) = 603.39 \text{ KN.m} > (2) = 72.95 \text{ KN.m}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{81.42 \times 10^3}{55 \times 14.2 \times 50^2} = \mathbf{0,044} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = \mathbf{0.054}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.054 = \mathbf{0,978}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{81.42 \times 10^3}{0.978 \times 348 \times 55} = \mathbf{4.83\text{cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 4.83 - \frac{331.59}{100 \times 348} < -4.70 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0\text{cm}^2$$

➤ **Etat limite ultime (A.C.C) :**

Chapitre 06 : Etude des portiques.

	CAS1	CAS2	CAS3	CAS4	CAS5	CAS6
N	1551,77	1551,77	1199,22	1217,57	92,94	92,94
M	3,9	56,24	42,73	56,24	0,32	15,38
Mg	0,34	0,1	0,47	2,12	3,69	3,48
Mq	0,12	0,03	0,19	1,04	0,01	0,27
e0= [cm]	0,251	3,624	3,563	4,619	0,344	16,548
h/12= [cm]	4,583	4,583	4,583	4,583	4,583	4,583
	CV	CV	CV	CNV	CV	CNV
Lf= [cm]	214,2	214,2	214,2	CNV	214,2	CNV
Lf/h= [cm]	3,8945455	3,8945455	3,8945455	CNV	3,8945455	CNV
20*e0/h	0,0914	1,3179	1,2957	CNV	0,1252	CNV
max	15	15	15	CNV	15	CNV
	CV	CV	CV	CNV	CV	CNV
N'1=	1551,77	1551,77	1199,22	CNV	92,94	CNV
M'1=	56,013	56,714	42,801	CNV	3,715	CNV
e0= [cm]	0,251	3,624	3,563	CNV	0,344	CNV
α =	0,739	0,769	0,712	CNV	0,997	CNV
ea= [cm]	2,000	2,000	2,000	CNV	2,000	CNV
e2= [cm]	0,870	0,886	0,857	CNV	1,000	CNV
e'0= [cm]	3,610	3,655	3,569	CNV	3,997	CNV
h/2= [cm]	27,5	27,5	27,5	CNV	27,5	CNV
	CV	CV	CV	CNV	CV	CNV
1 [N*m]	603386,667	603386,667	787026,087	CNV	787026,087	CNV
1 [KN*m]	603,387	603,387	787,026	CNV	787,026	CNV
2 [KN*m]	341,389	341,389	263,828	CNV	20,447	CNV
e0= [cm]	CV	CV	CV	26,619	CV	38,548
M1=	397,402	398,103	306,630	324,105	24,162	35,827
	CV	CV	CV	CNV	CV	CNV
μ =	0,208	0,209	0,123	0,130	0,010	0,014
α =	0,295	0,296	0,165	0,175	0,012	0,018
β =	0,882	0,882	0,934	0,930	0,995	0,993
A1= [cm ²]	26,17	26,22	16,58	17,60	1,23	1,82
A= [cm ²]	-18,44	-18,39	-13,40	15,28	-1,10	-36,97

Tableau 6.12 : Ferrailage de poteaux 55*55 ACC

Chapitre 06 : Etude des portiques.

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{22110}{1503.32} = 0.015 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 9.17 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

et il nous faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$$b=55 \text{ cm}; h=55 \text{ cm}; c=5 \text{ cm}; d=50 \text{ cm et } A'_1=A'_2=26.52 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 55 \times 55 + 15(26.52 \times 2) = 3820.6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{3820.6} \times \left[\frac{55 \times 55^2}{2} + 15 \times (26.52 \times 5 + 26.52 \times 50) \right] = 27.5$$

$$V_2 = h - V_1 = 55 - 27.5 = 27.5 \text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{xx'} = \frac{55}{3} \times (27.5^3 + 27.5^3) + 15 \times [26.52 \times (27.5)^2 + 26.52 \times (50 - 27.5)^2]$$

$$I_{xx'} = 1264774.58 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 22.11 - 1503.32 \times \left(\frac{0.55}{2} - 0.55 \right) = 424.42 \text{ KN.m}$$

• **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{424.42}{1503.32} = 0.28 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{1264774.58}{3820.6 \times 27.5} = 12.04 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.28 \text{ cm} < \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = 12.04 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{B_0 \times 100} = \frac{1503320}{3820.6 \times 100} = 3.93 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx'}} = \frac{424.42}{1264774.58} = 0.0003$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 3.93 + 0.003 \times 27.5$$

$$\sigma_b^1 = 3.94 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre 06 : Etude des portiques.

=> Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisantes.

1. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 0.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{100}{55 \times 100 \times 50} = 0.0004 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0.0004 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.23 \text{ MPa}$ => Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisantes.

2. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

3. Espacement des armatures transversales :

➤ Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b + 10)\text{cm})$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone II)

- Zone nodale: $\delta_t \leq \min(10\phi^{\min}; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

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

- Zone courante: $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

4. Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 3.89 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 55 \times 15 = 4.13 \text{ cm}^2$$

5. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h \rightarrow L' = 2 \times 50 \rightarrow L' = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{289}{6}; 70; 70; 60\text{cm}\right) = 70 \text{ cm}$$

6. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50 \cdot \phi_{L\max}$$

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

Chapitre 06 : Etude des portiques.

♦ **Remarque :**

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Type	Secti on[cm ²]	A _{CAL} [cm ²]	A _{minR} PA [cm ²]	A _{minB} AEL [cm ²]	Choix	A _{Ad} opté [c m ²]	Recouvreme nt[cm]
1	55x55	18.34	24.2	8.8	12T14+4T16	26.52	80
2	50x50	17.36	20	8	14T14	21.56	64
3	45x45	15.18	16.2	7.2	12T14	18.47	56
4	40x40	12.65	12.8	6.4	8T12+4T14	15.21	56

Tableau 6.13 : récapitulatif du ferrailage des poteaux.

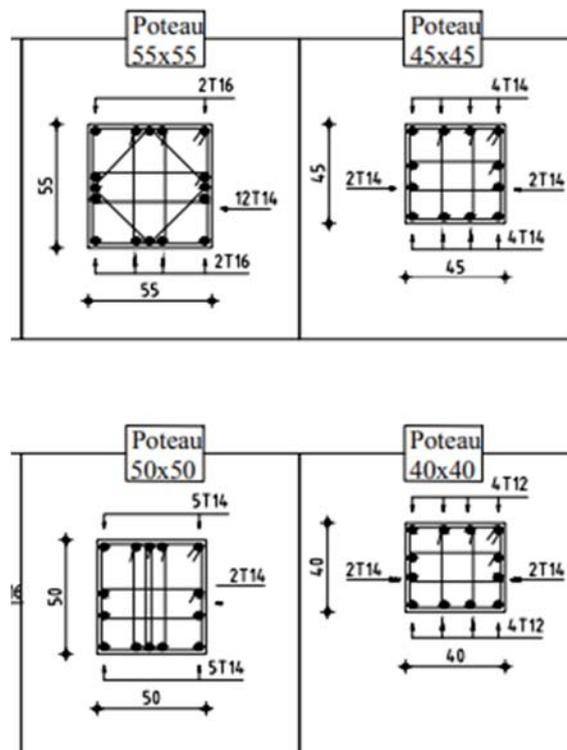


Figure 6.10 : Ferrailage des poteaux

Chapitre 07 : Etude des voiles

Chapitre 07 : Etude des voiles

7.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieure à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur Dans notre structure, on distingue trois types de voiles :

Les Voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT.

7.2. Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-

2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :
- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VIII.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire, et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4].

Chapitre 07 : Etude des voiles

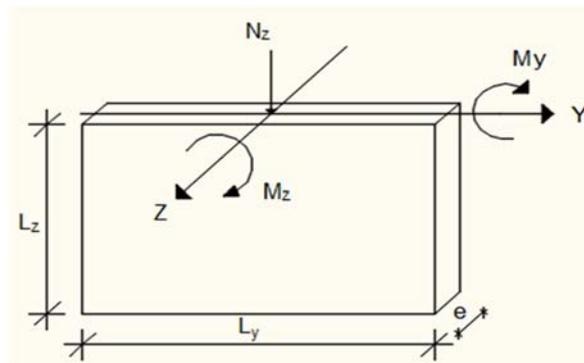


Figure 7.11 : les sollicitations de calcul d'un voile.

7.3. Exemple de calcul :

L(m)	e(m)	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN)	H(KN)
5.25	0.20	ELU	ELU	3350,14	-141,35	-2,37
		ACC	G+Q-VX	2442,6	6268,88	-811,77
		Sismique	G+Q+Vx	2442,59	-6473,08	808,38
		Sismique	G+Q+Vy	2442,46	-260,24	15,41
		Sismique	G+Q-Vy	2442,73	56,04	-18,81
		Sismique	0.8G+Vx	1673,35	-6433,91	809,14
		Sismique	0.8G-Vx	1673,37	6308,05	-811,01
		Sismique	0.8G+Vy	1673,22	-221,07	16,18
		Sismique	0.8G-Vy	1673,5	95,21	-18,04

Tableau 7.14 : Sollicitations obtenues par ROBOT.

7.3.1. Les caractéristiques géométriques :

- $I = (0.20 \times 5.25^3) / 12 = 2.41 \text{ m}^4$ (I : inertie du voile)
- $\Omega = 0.20 \times 5.25 = 1.05 \text{ m}^2$ (Ω : surface en plan du voile)
- $V = l/2 = 5.25/2 = 2.625 \text{ m}$ (V : la position de l'axe neutre)

7.3.2. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :

➤ Effort de compression à ELU

$N_{max} = 3350.14 \text{ KN}$ (effort de compression), $M_{cor} = -141.35 \text{ KN.m}$

➤ calcul les contraintes:

- $\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v = \frac{3350.14}{1.05} + \frac{141.35 \times 2.625}{2.41}$
- $\sigma_d = 3344.57 \text{ KN.m}^2$
- $\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{3350.14}{1.05} - \frac{141.35 \times 2.625}{2.41}$

Chapitre 07 : Etude des voiles

- $\sigma_g = 3036.65 \text{ KN.m}^2$
- $(\sigma_d > 0; \sigma_g > 0) \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée
- **Calcul de la contrainte moyenne :**

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \cdot Lc \right) = (1.43 \text{ m}; 3 \text{ m}) = 1.43 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 1.43 \text{ m}$$

On prendra : $d_1 = 1.45 \text{ m}$

7.3.3. Détermination la contrainte moyenne de la bande d1 :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 3.036 + (5.25 - 1.43) \times \frac{(3.344 - 3.036)}{5.25} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{3.344 + 3.26}{2} = 3.30 \text{ MPa}$$

7.3.4. L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

$$Nu = \sigma_{\text{moy}} \times e \times d1 = 3.26 \times 0.20 \times 1.43 \times 1000 = 932.36 \text{ KN}$$

7.3.5. Calcul de l'effort limite ultime :

L'effort limite $N_{U \text{ lim}}$ est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

Avec :

$$Br = L \times (a - 2) = 100 \times (20 - 2) = 1800 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2.14 \sqrt{12}}{0.20} = 37.07$$

Donc : $\alpha = 0.498$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.498 \times \frac{0.18 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 1660 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion :**

$$N_{U \text{ lim}} = 1660 > Nu = 932.36 \rightarrow c. v$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

7.4. Calcul de ferrailage :

D'après notre système de contreventement voile porteur on prend en considération juste les sollicitations des voiles du RDC et sous-sol et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

7.4.1. L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

a. Ferrailage verticale :

On prend les cas plus défavorables : [G+Q +VX ; G+Q-VY]

✓ 1^{ere} cas :G+Q +VY

N=2442.59 KN M= -6473.08 KN.m

➤ **calcul les contraintes:**

$$- \sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \nu = \frac{2442.59}{1.05} + \frac{-6473.08 \times 2.625}{2.41}$$

$$- \sigma_d = -4710.76 \text{ KN.m}^2$$

$$- \sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \nu = \frac{2442.59}{1.05} - \frac{-6473.08 \times 2.625}{2.41}$$

$$- \sigma_g = 9363.32 \text{ KN.m}^2$$

($\sigma_d < 0$; $\sigma_g > 0$) => la section est partiellement tendue.

• **Calcul de la longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_d + \sigma_g} = 5.25 \cdot \frac{4710.76}{4710.76 + 9363.32} = 1.76 \text{ m (longueur de la zone tendue).}$$

$$L_c = L - L_t = 5.25 - 1.76 = 3.5 \text{ m}$$

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifier :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c \right) = (1.43 \text{ m}; 3 \text{ m}) = 1.43 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 1.43 \text{ m}$$

On prendra : $d_1 = 1.45 \text{ m}$

7.4.2. Détermination la contrainte moyenne dans zone d'about :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_d(L_t - 0.45)}{L_t} = \frac{4.710(0.7 - 0.45)}{0.7} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{4.710 + 0.82}{2} = 2.77 \text{ MPa}$$

Chapitre 07 : Etude des voiles

7.4.3. Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about :

$$Nu = \sigma_{moy} \times e \times d1 = 2.77 \times 0.20 \times 1.43 \times 1000 = 792.22 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures de vertical :

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{792.22 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 19.80 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures de couture :

$$A_c = 1.1 \frac{V}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1.1 \frac{1.45 \times 792.22}{400} \cdot \frac{0.20}{5.25} = 0.12 \text{ cm}^2$$

⇒ D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A = A_s + A_c = 19.80 \text{ cm}^2$$

- Détermination de la contrainte moyenne de la deuxième bande :

$$\sigma_{moy 2} = \frac{(\sigma_1 + 0)}{2} = \frac{(0.82 + 0)}{2} = 0.41 \text{ MPa}$$

- Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande :

$$Nu_2 = \sigma_{moy} \cdot e \cdot d = 0.41 \times 0.20 \times 1 \times 1000 = 82 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures verticales :

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{82 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.05 \text{ cm}^2$$

⇒ D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A = A_s + A_c = 5.22 \text{ cm}^2$$

7.5. Armatures minimales RPA :

$$A_{min} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t = 4.9 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_{max} = \text{Max} (A_{cal}, A_{min}) = (19.80 ; 4.9) = 19.80 \text{ cm}^2$$

7.6. Armatures courantes :

$$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot L_c = 0,10\% \cdot 20 \cdot 120 = 3,3 \text{ cm}^2$$

Chapitre 07 : Etude des voiles

7.7. Espacement des armatures verticales :

D'après l'RPA 99 /2003 article 7.7.4.3

$$St \leq (1,5.a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq (1,5.a=30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'about} \rightarrow \frac{L}{10} = 45$$

$$\text{Zone courante} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

7.8. Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.v_u}{b.d}$$

Avec :

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, (d=0,9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.v_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 811010}{20 \times 306 \times 0.9 \times 100} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.06 < (\bar{\tau}_u) = 3.34 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

Chapitre 07 : Etude des voiles

VOILE	L	ep	H	As sens x	A choix		As sens y	A choix			
type 1	4.25	0.20	3.06	19.76	31.63	28T12	5,8	15.71	20T10		
type 2			5.25	0,20	3.06	18.57	58.76	52T12	2.86	15.71	20T10

Tableau 7.15 : Ferrailage du voile de contreventement.

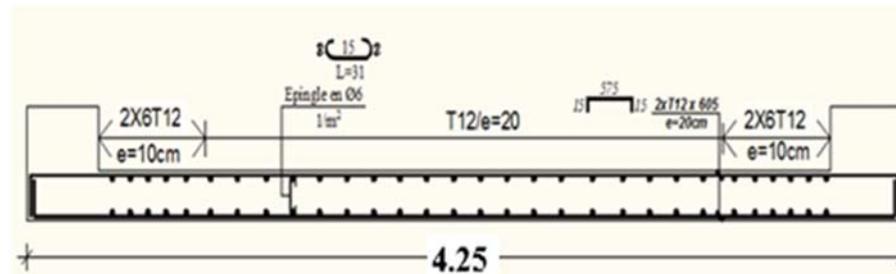


Figure 7.12 : Ferrailage du voile de contreventement.

Chapitre 08 : Etude de fondation

Chapitre 08 : Etude de fondation

8.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

8.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

8.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.

8.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de **446.25 m²**, ainsi que le poids de la structure **W = 31412.87 KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.

Chapitre 07 : Etude de fondation

❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \leq \frac{N}{S_B}$$

Avec : $N_{ser} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a : $N = 30092.36 + 5158.64 = 35251 \text{ KN}$

$$S_S = \frac{35251}{150} = 235 \text{ m}^2$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \frac{235}{446.25} = 0.53 \leq 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

8.3. Etude de radier :

8.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

8.3.1.1. Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : Est la longueur élastique.

Chapitre 07 : Etude de fondation

L_{\max} : La plus grande distance entre deux voiles = 6.70 m.

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3.2×10^6 MPa

I : Inertie d'une bande de 1m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$.

h_r : Hauteur du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40$ MN/m³.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 5.25^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \mathbf{0.68 \text{ m}}$$

8.3.1.2. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{5.25}{8} \leq h_r \leq \frac{5.25}{5}$$

$$0.65 \leq h_r \leq 1.05$$

$$h_r = \mathbf{1 \text{ m}}$$

8.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 5.25 \text{ m} \\ L_y = 4.25 \text{ m} \end{cases}$$

Avec : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right.$$

Chapitre 07 : Etude de fondation

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.25}{5.25} = 0.81 \text{ si } 0.4 < p < 1 \text{ Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

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

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{35251}{490.5} = 71.87 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 71.87 \times \frac{4.25 \times 5.25}{(2 \times 4.25 + 5.25)} = 49.66 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 49.66 \times \frac{4.25}{3} = 70.35 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = 70.35 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{70.35}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^3} = 0.031 \text{ m}$$

8.3.1.4. Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.55 + h + 0.55 + h) = 2.2 + 4h$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure $N_u = 16.67 \text{ KN}$ appliquée sur une voile de section $(20 \times 430) \text{ cm}^2$

$$N_u \leq 0.045 \times (2.2 + 4h) \times h \times 16.67$$

$$2.1h + 3h^2 - 2.53 \geq 0$$

on aura : $h \geq 0.62 \text{ m} \Rightarrow h \geq 62 \text{ cm}$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 0.65 \text{ m}$. Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine

8.4. Hauteur et épaisseur de la nervure h_n :

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{525}{10} = 52.5 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 80 \text{ cm}$

8.5. Epaisseur de la dalle :

$$h_n \geq \frac{L}{20} = \frac{525}{20} = 26.25 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 40 \text{ cm}$

8.6. Pré-dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right]$$

$$L_x = 525 \text{ cm}; L_y = 425 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{525}{10} = 52 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{525 - 52}{2} = 237 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 49 \text{ cm on prend } b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1 = 50 + 2 \times 45 = 140 \text{ cm}$$

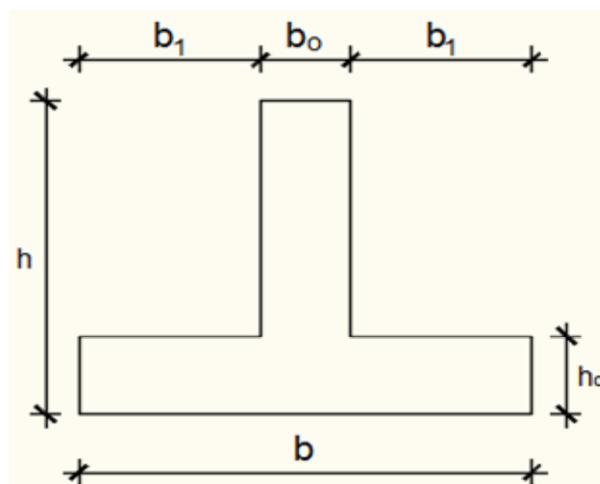


Figure 8.13 : dimensions de la poutre.

8.7. Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$$h_r = 80 \text{ cm et surface du radier : } S = 285.15 \text{ cm}^2$$

Type des poutres	H [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	B [cm]
Poutre principale	80	55	40	45	130
Poutre secondaire	80	55	40	45	130

Tableau 8.16 : récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.

8.7. Combinaison d'action :

8.7.1. Vérification des contraintes sous radier :

8.7.1.1. A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{sol} = 2.25 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 2.53 + 0.58}{4} = 2.04 \text{ MPa}$$

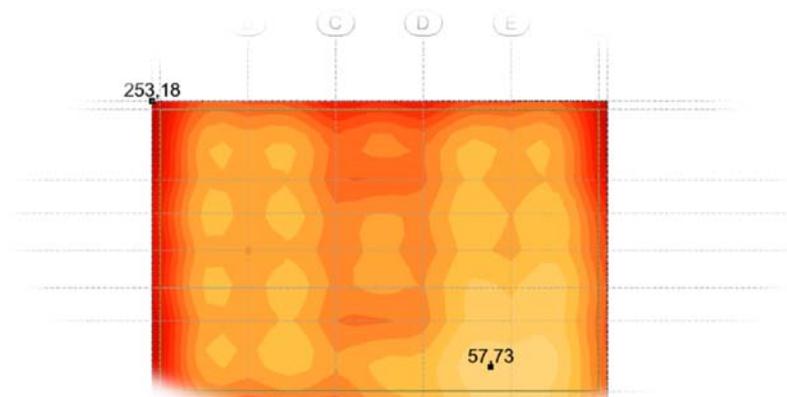


Figure 8.14 : Cartographies A L'ELU.

8.7.1.2. A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.85 + 0.42}{4} = 1.49 \text{ MPa}$$

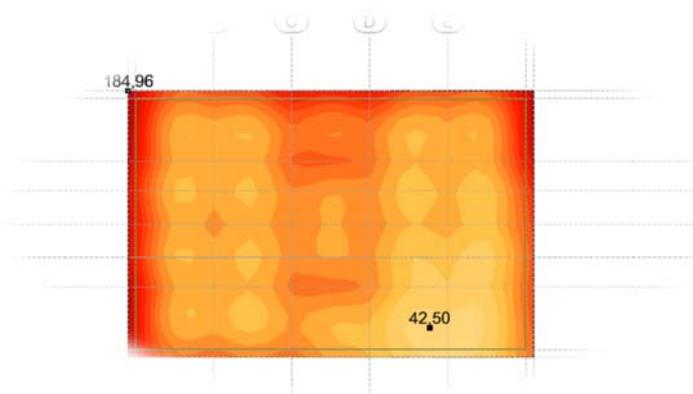


Figure 8.15 : Cartographies A L'ELS.

Chapitre 07 : Etude de fondation

8.8. Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

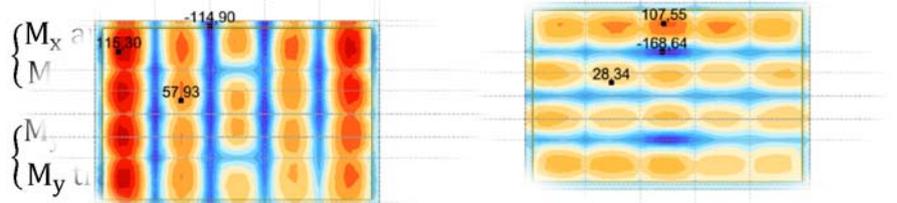
$$31412.87 \text{ KN} > 1.5 \times 490.5 \times 10 \times 0.8$$

31412.87 KN > 5886 KN Condition vérifiée

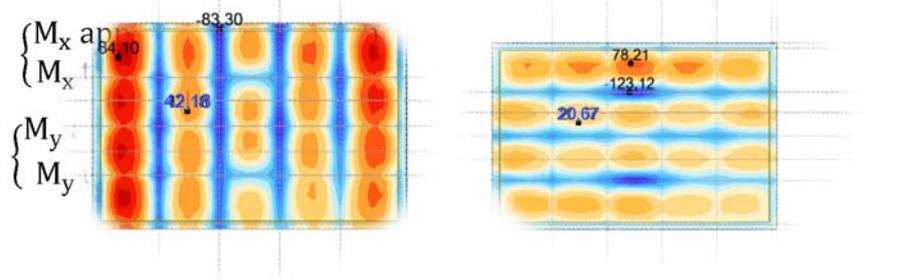
8.9. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

On a obtenu les moments par logiciel robot.

ELU :



ELS :



Chapitre 07 : Etude de fondation

8.9.1. Sens xx :

8.9.1.1. En travée :

8.9.1.1.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{115.3 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 75^2} = \mathbf{0.014} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = \mathbf{0.018}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.018 = \mathbf{0.993}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{115.3 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 75} = \mathbf{4.45 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T14 = **9.24 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

8.9.3.1.2. Vérification à l'ELU :

8.9.3.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{9.06 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

8.9.3.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

8.9.3.1.3. Vérification à l'ELS :

8.9.3.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 138.6 \times yl - 10395$$

$$yl = \mathbf{13.10}$$

8.9.3.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 13.10^2}{3} + 15 \times (9.24 \times (75 - 13.10)^2)$$

Chapitre 07 : Etude de fondation

$$I = 605997.51 \text{ cm}^4$$

8.9.3.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{84.10 \times 10^3}{605997.51} \times 13.10 = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.9.3.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 84.10 \times 10^3}{605997.51} \times (75 - 13.10) = 152.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 152.34 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition non vérifiée.}$$

8.9.3.2. En appuis :

8.9.3.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{114.9 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 75^2} = 0.014 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.018 = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{115.3 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 75} = 4.44 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T14 = 9.24 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

8.9.3.2.2. Vérification à l'ELU :

8.9.3.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 9.06 \text{ cm}^2$$

Chapitre 07 : Etude de fondation

$A_{\min} = 9.06 \text{ cm}^2 < A_t = 9.24 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

8.9.3.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

8.9.3.2.3. Vérification à l'ELS :

8.9.3.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 138.6 \times yl - 10395$$

$$yl = \mathbf{13.10}$$

8.9.3.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 13.10^2}{3} + 15 \times (9.24 \times (75 - 13.10)^2)$$

$$I = \mathbf{605997.51 \text{ cm}^4}$$

8.9.3.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{83.30 \times 10^3}{605997.51} \times 13.10 = \mathbf{1.80 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 1.80 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

8.9.3.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 83.3 \times 10^3}{605997.51} \times (65 - 13.10) = \mathbf{150.93 \text{ MPa}}$$

Chapitre 07 : Etude de fondation

$$\sigma_s = 150.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

8.9.4. Sens yy :

8.9.4.1. En travée :

8.9.4.1.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{107.55 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 75^2} = 0.013 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.017$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.017 = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{107.55 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 74} = 4.15 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T14 = 9.24 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

8.9.4.1.2. Vérification à l'ELU :

8.9.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 9.06 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 9.06 \text{ cm}^2 < A_t = 9.24 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

8.9.4.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

8.9.4.1.3. Vérification à l'ELS :

8.9.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 138.6 \times yl - 10256.4$$

$$yl = 13.00$$

Chapitre 07 : Etude de fondation

8.9.4.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 13^2}{3} + 15 \times (9.24 \times (65 - 13)^2)$$

$$I = \mathbf{588963.62 \text{ cm}^4}$$

8.9.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{83.3 \times 10^3}{588963.92} \times 13 = \mathbf{1.73 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.73 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$
 Condition vérifiée.

8.9.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 83.3 \times 10^3}{588963.92} \times (74 - 13) = \mathbf{143.96 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{143.96 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$
 Condition vérifiée.

8.9.4.2. En appuis :

8.9.4.2.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{168.64 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 74^2} = \mathbf{0.021} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = \mathbf{0.027}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.027 = \mathbf{0.989}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{115.3 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 75} = \mathbf{6.53 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T14 = $\mathbf{13.86 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

Chapitre 07 : Etude de fondation

8.9.4.2.2. Vérification à l'ELU :

8.9.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 9.06 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 9.06 \text{ cm}^2 < A_t = 13.85 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

8.8.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

8.8.4.2.3. Vérification à l'ELS :

8.8.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 207.75 \times yl - 15373.5$$

$$yl = 15.58 \text{ cm}$$

8.9.4.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 15.58^2}{3} + 15 \times (13.85 \times (74 - 15.58)^2)$$

$$I = 835090.33 \text{ cm}^4$$

8.9.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{123.12 \times 10^3}{835090.33} \times 15.58 = 2.30 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Chapitre 07 : Etude de fondation

8.9.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 123.12 \times 10^3}{835090.33} \times (74 - 15.58) = \mathbf{158.57 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 158.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

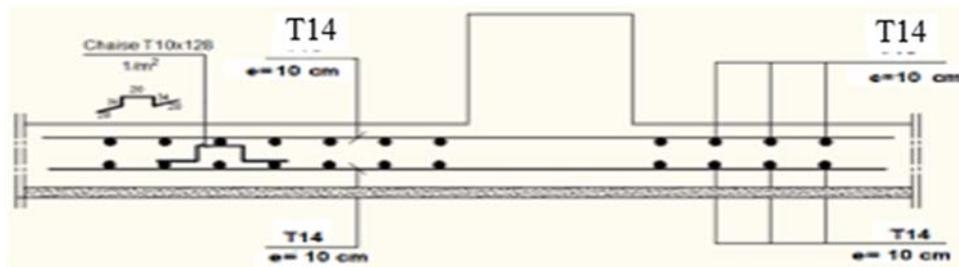


Figure 8.16 : Ferrailage de radier.

8.10. Ferrailage de la poutre nervure :

	A cal cm ²	A min cm ²	A RPA cm ²	A choix cm ²	
En travée	20.93	4.98	22	34.56	11T20
En appuis	18.38	4.98	22	28.27	9T20

Tableau 8.17 : Ferrailage de la poutre nervure.

Chapitre 07 : Etude de fondation

Ferraillage :

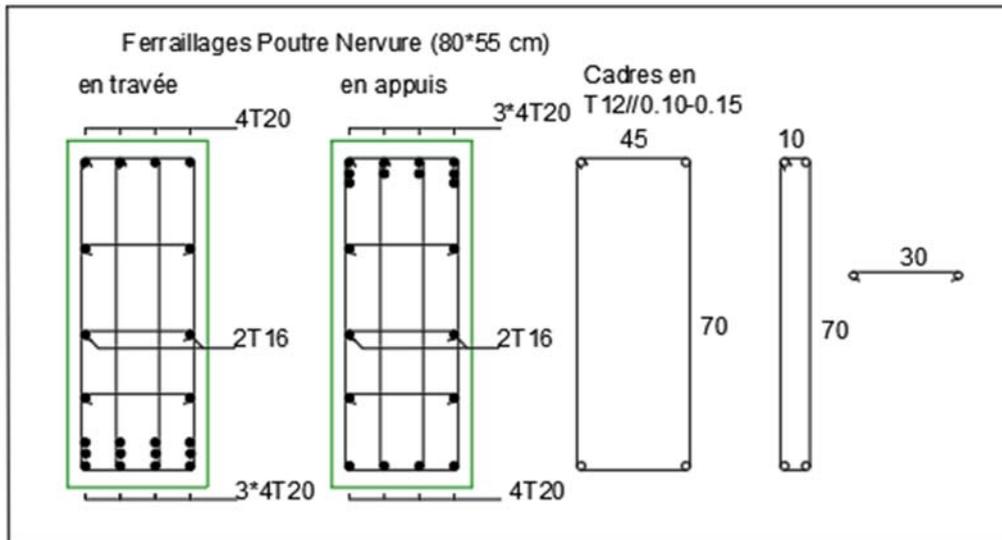


Figure 8.17 : Ferraillage de la poutre nervure.

CONCLUSION GENERALE :

Une étape cruciale du cycle de formation du master est le projet final . En fait, cela nous a donné la meilleure opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques que nous avons apprises au cours de nos cinq années d'études.

La première chose que nous avons prise en considération en travaillant sur ce projet a été l'emplacement de notre projet, qui est dans une zone d'activité sismique moyenne . Ainsi , après dimensionnement préalable des éléments primaires et secondaires , sélection du meilleur système de contreventement est devenu notre principale préoccupation. Parce qu'il s'agit d'une situation plus défavorable. Le positionnement des voiles impliquait de trouver un équilibre entre l'usage prévu du projet et une meilleure conception sismique.

Nous avons pu nous familiariser davantage avec l'outil informatique en utilisant le logiciel de calcul de structure **Robot** car il nous a facilité le calcul des forces internes. Conformément à la réglementation BAEL , le calcul du ferrailage des éléments a été réalisé. En raison de l'importance des charges transmises au sol d'assise, nous avons opté pour un radier général.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Enfin, nous espérons que notre petite contribution, accompagnée de quelques exemples et définitions tirés directement de la réglementation que nous avons utilisée, sera utile pour de futures promotions.

Bibliographie

- **Règlements :**

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. R-B.C2-41.]

Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]

Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]

Jean-Pierre Mougine, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrolles 2000. [BAEL91]

- **Mémoires :**

Etude technique et technico-commercial d'un bâtiment en « r+16étages +3 sous-sols et un étage mezzanine » à usage mixte avec un système constructif « murs porteurs »

Encadré par : M. Bahar Sadek.

Ham mou fatma, Hartaninadjet., (2021). Etude d'un bâtiment sous-sol +RDC+12étage a usage d'habitation et commercial. Encadré par : M. Bahar Sadek.

- **Cours :**

1^{er} année master : béton armé, dynamique et mécanique des structures.