



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



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

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en
Filière : **Génie Civil**
Spécialité : **Structures**

Présentée par : **BERMOUL ABDELHALIM**
GUECEB MOHAMED LOTFI

Thème

Etude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation en béton armé

Soutenu le, 11 Juin 2023

Devant le Jury :

Abdelhamid Abdelmalek	Président	M.AA.Univ-Tissemsilt
Bessegghier Abderrahmane	Encadreur	Prof. Univ-Tissemsilt
Bouderba Bachir	Examineur	Prof. Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2022-2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous voudrions remercier ALLAH le Tout-Puissant de nous avoir donné courage, volonté et patience tout au long de nos études Nos remerciements particuliers vont à notre superviseur, le Prof ABDERRAHMNE BESSEGHIER, pour son excellent disponibilité et conseils avisés lors de notre préparation de ce projet.

Un grand merci à tous les membres du jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude et nos remerciements à nos Enseignants BOUDERBA BACHIR, ABDELMALEK ABDELHAMID, BOURADA FOUAD et BOUZID HAYTHEM pour leur aide.

Et tous nos Enseignants pour la qualité d'enseignement qu'ils nous ont donné pendant ces cinq années passées à l'université de Tissemsilt.

Merci à tous mes collègues de la section génie civil.

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements à nos familles, nos amis pour leur support et encouragement tout au long de ce travail.

Dédicaces

Louange à Allah qui commande la bonté et l'entraide dans la piété. Que Sa paix et ses bénédictions soient sur le dernier des prophètes.

Je dédie ce modeste travail à:

Mes chers parents, qui ont fait de nombreux sacrifices et continuent de le faire pour me voir réussir. Ils ont assuré mon éducation et m'ont soutenu tout au long de ces années. Ce travail est le résultat de leur éducation stricte, et j'espère qu'ils y trouveront l'expression de mon amour profond et de ma gratitude.

À toute la famille Bermoul

À tous mes amis youcef, ihab, belhadj, noureddine, islam, ghanem, aissa, soufiane.

Je tiens également à remercier chaleureusement mon coéquipier LOTFI, qui a partagé cet humble travail avec moi. Sans lui, je n'aurais pas pu accomplir cette tâche.

Et à toute la Promotion de structures 2022-2023.

HALIM

Dédicaces

Je tiens à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail, fruit de longues années d'études :

Premièrement à « mes parents »

à mes chers parents qui m'ont toujours encouragés et soutenus « Grande Amour et Respect à Vous ».

A mes chers frères et sœurs.

DIDOU', IMAD, AMINA, MANEL

A toutes mes amis.

KHELIFA, HALIM, MOHAMED, KHELIFA MAZOUNI,

KADI, MALEK, YUCEFSAMI, AKRAM

, KHALED, AMINE, AHMED, BAHET, NOUREDDINE

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

Toute la promotion « 2022-2023 » de Master en
GENIE CIVIL

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

LOTFI

Résumé

L'objectif de ce travail est de faire une étude d'une structure en béton armé cas d'un bâtiment à usage d'habitation R+6 implanté à la wilaya de Tissemsilt. Cette dernière est classé en zone IIa selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/Version 2003 .Notre objectif est d'assurer la stabilité et la résistance de notre structure aux différents effets tout en tenant compte de l'aspect économique.

Notre étude consiste à :

- Reconnaître et présenter la structure en générale ainsi que la présentation de l'aspect géométrique du bâtiment et celles des matériaux utilisés.
- Etudier le côté technique c'est-à-dire faire le pré-dimensionnement des éléments structuraux et les descentes des charges.
- Le calcul et le ferrailage des planchers (plancher corps creux, poutrelles, dalle pleine).
- Le calcul et ferrailage des éléments non structuraux (acrotère, escalier, ascenseur, etc.)
- Etude sismique à l'aide de logiciel (ETABS V 9.6.0).
- Le ferrailage des éléments structuraux tel que (poutres, poteaux, voiles)
- L'étude des fondations (voiles périphériques, semelle isolée, radier général et les poutres de libages) .

Ceci en tenant en compte des recommandations du BAEL91 révisé 99 et des règlements parasismiques algériens RPA/2003.

Mots clés : Structure, Habitation, Béton Armé, Pré-dimensionnent.

المخلص

الهدف من هذا العمل هو إجراء دراسة لحالة هيكل خرساني مسلح للاستخدام السكني طابق ارضي +6 يقع في ولاية تيسمسيلت. ويصنف هذا الأخير في المنطقة (IIa) وفقا لقانون الزلازل الجزائري 99 / الإصدار 2003. هدفنا هو ضمان استقرار ومقاومة هيكلنا للتأثيرات المختلفة مع مراعاة الجانب الاقتصادي. تتكون دراستنا من :

- التعرف على الهيكل وتقديمه بشكل عام وكذلك عرض الجانب الهندسي للمبنى وتلك الخاصة بالمواد المستخدمة.
 - دراسة الجانب التقني ، وهذا يعني حساب الأبعاد المسبقة للعناصر الهيكلية ونزول الأحمال.
 - حساب وتعزيز الأرضيات (أرضية جسم مجوفة ، روافد ، بلاطة صلبة).
 - حساب وتعزيز العناصر غير الهيكلية (الحاجز ، الدرج ، المصعد ، إلخ).
 - دراسة الزلازل باستخدام البرمجيات (إيتابس 9.6.0).
 - تعزيز العناصر الهيكلية مثل (الرافدات، الاعمدة، الجدران الخرسانية)
 - دراسة الأسس (الجدران الخرسانية الجانبية، القاعدة المعزولة، الأرضية العامة وعوارض الاسس).
- هذا مع الأخذ بعين الاعتبار توصيات BAEL91 المعاد في 99 وقانون الزلازل الجزائري 99 / الإصدار 2003..

الكلمات المفتاحية: الهيكل ، السكن ، الخرسانة المسلحة ، الأبعاد المسبقة.

Abstract

The objective of this work is to make a study of a reinforced concrete structure case of a building for residential use ground floor + 6 located in the city of Tissemsilt. The latter is classified in zone IIa according to the Algerian Seismic Regulation RPA 99 / Version 2003. Our objective is to ensure the stability and resistance of our structure to the various effects while taking into account the economic aspect.

Our study consists of:

- Recognize and present the structure in general as well as the presentation of the geometric aspect of the building and those of the materials used.
- Study the technical side, that is to say make the pre-dimensioning of the structural elements and the descents of the loads.
- Calculation and reinforcement of floors (hollow body floor, joists, solid slab).
- Calculation and reinforcement of non-structural elements (acrotery, staircase, elevator, etc.)
- Seismic study using software (ETABS V 9.6.0).
- The reinforcement of structural elements such as (beams, columns, sails)
- The study of the foundations (peripheral sails, insulated sole, general floor and the beams of foundations).

This taking into account the recommendations of the revised BAEL91 99 and the Algerian earthquake regulations RPA /2003.

Key Words: Structure, residential, Reinforced Concrete, Pre-dimensioning.

SOMMAIRE

Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notations et symboles	
Introduction générale	01
Chapitre I Présentation de l'ouvrage & hypothèses de calcul	03
I.1 Présentation de l'ouvrage	04
I.2 Caractéristiques géométriques de la structure	04
I.3 Données du site	04
I.4 Ossature et système constructif adopté	04
I.4.1.Ossature	04
I.4.2.Planchers	11
I.4.3.Terrasse	11
I.4.4.Escaliers	11
I.4.5.Maçonnerie	11
I.4.6.Acrotère	11
I.5.Caractéristiques des matériaux	11
I.5.1.Le béton	11
I.5.2 Matériaux composant le béton	11
I.6Caractéristiques du béton	12
I.6.1.Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :	12
I.6.2.Résistance caractéristique à la traction f_{tj}	12
I.6.3.Contrainte limite	12
I.6.4.Contrainte admissible de cisaillement	14
I.6.5.Module de déformation longitudinale	14
I.6.6.Coefficient de poisson	14
I.7Aciers de construction	15
I.7.1.Diagramme déformation- contrainte $\sigma_s = f(\epsilon_{\%o})$	15
I.7.2.Module d'élasticité longitudinale	15
I.7.3.Contrainte de calcul	15
I.8.Hypothèses de calcul	16
I.8.1.Etat limite ultime	16
I.8.2.Règles des trois pivots	16
I.8.3 Etat limite de service	17
I.8.4 Sollicitation du calcul	17
Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments & descente des charges	18
II.1.Introduction	19
II.2.Pré-dimensionnement des planchers	19
II.2.1.Plancher à corps creux	19
II.2.2.Condition de rigidité	20
II.3.Pré-dimensionnement des poutres	20
II.3.1.Poutres principales	21
II.3.1.1. Pré-dimensionnement des poutres principales	21
II.3.2. Poutres secondaires	22
II.3.2.1. Pré-dimensionnement des poutres secondaires	22
II.4.Descente de charge	22
II.4.1.Charges permanentes	22
II.4.1.1. Plancher terrasse inaccessible	22
II.4.1.2.Plancher étage courant ,RDC.	23
II.5.Dalle pleine	24

II.5.1. Condition de sécurité contre l'incendie	24
II.5.2. Condition d'isolation acoustique	24
II.5.3. Condition de résistance à la flexion	24
II.5.4. Condition de flèche	25
II.5.5. Plancher (dalle pleine)	25
II.5.6. Mur extérieur (double cloison)	26
II.5.7. Mur intérieur	27
II.6. Charges d'exploitations	27
II.6.1. Loi de dégression des charges d'exploitations	27
II.7. Pré-dimensionnement des poteaux	28
II.7.1. Exemple de calcul	29
II.7.1.1. Poteau le plus sollicité	29
II.7.1.2. Surface reprise par poteau à chaque étage	30
II.7.1.3. Effort normal ultime due à chaque niveau	30
II.7.1.4. Détermination de (a)	31
II.7.1.5. Détermination de (b)	31
II.7.1.6. Vérification selon (R.P.A99/version 2003)	31
II.8. Pré-dimensionnement des voiles	32
II.8.1. Pour RDC	33
II.8.2. Pour le reste des étages	33
II.8.3. Conclusion	33
II.9. Pré-dimensionnement de l'escalier :	33
II. 9.1. Introduction	33
II. 9.1.1 Inclinaison de la paillasse	35
II. 9.1.2 Epaisseur de la paillasse	35
II. 9.1.3 Epaisseur du palier	35
II.9.2. Evaluation des charges et des surcharges :	35
II.9.3. Pré-dimensionnement de la poutre palière :	36
II.10. Dimensionnement de l'Acrotère :	36
II.10.1. Introduction	36
II.10.2. Dimensions de l'acrotère :	38
Chapitre III Calcul et ferrailage des planchers	39
III.1. Introduction	40
III.2. Dimensionnement des poutrelles	40
III.2.1. Disposition des poutrelles	41
III.3. Méthode de calcul des poutrelles	41
III.3.1. Méthode forfaitaire	41
III.3.1.1. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire	41
III.3.2. la méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mougouin ») page 183	42
III.4. Calcul du ferrailage	43
III.4.1. Planchers RDC, étages courants	43
III.4.1.1. Etude des poutrelles planchers RDC, étages courants	43
III.4.1.2. Sollicitations	44
III.4.1.3. Ferrailage en travée	50
III.4.2. Ferrailage sur appuis	51
III.4.2.1. Appuis intermédiaire	51
III.4.2.2. Appuis de rive	52
III.4.3. Vérifications	52
III.4.3.1. L'influence de l'effort tranchant	52
III.4.3.2. Section et écartement des armatures transversales	53
III.4.3.3. La section des armatures transversales	53

III.4.3.4. Pourcentage minimal des armatures transversales	53
III.4.4. Compression de la bille d'about	54
III.4.4.1. Vérification à L'E.L.S	54
III.4.4.2. Vérification de la flèche	56
III.4.5. Plancher terrasse	57
III.4.5.1. Etude des poutrelles plancher terrasse	57
III.4.5.2. Sollicitations	58
III.4.5.3. Ferrailage en travée	62
III.4.6. Ferrailage sur appuis	64
III.4.6.1. Appuis intermédiaire	64
III.4.6.2. Appuis de rive	65
III.4.7. Vérifications	65
III.4.7.1. L'influence de l'effort tranchant	65
III.4.7.2. Section et écartement des armatures transversales	66
III.4.7.3. La section des armatures transversales	66
III.4.7.4. Pourcentage minimal des armatures transversales	66
III.4.8. Compression de la bille d'about	67
III.4.8.1. Vérification à L'E.L.S	67
III.4.8.2. Vérification de la flèche	69
III.5. Calcul le ferrailage de la dalle de compression	70
III.6. Étude de la dalle pleine	71
III.6.1. Les vérifications à E.L.U	72
III.6.2. Les vérifications à L'E.L.S	75
III.7. Conclusion	79
Chapitre IV Calcul et ferrailage des éléments non structuraux	80
IV. 1. Introduction	81
IV.1.2. Acrotère	81
IV.2. Hypothèse de calcul	81
IV.2.1. Matériau	82
IV.2.1.1. Calcul de l'excentricité	83
IV.2.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendu	83
IV.2.3. Calcul de ferrailage	84
IV.2.3.1. Vérification à L'E.L.S	85
IV.3. Introduction	86
IV.3.1. Exemple de calcul	86
IV.3.1.1. Descente de charge	86
IV.3.1.2. Calcul de la charge concentrée	87
IV.3.1.3. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max	87
IV.3.1.4. Ferrailage du balcon	87
IV.3.2. Vérifications	87
IV.3.2.1. Condition de non fragilité	87
IV.3.2.2. Contrainte de cisaillement	87
IV.3.2.3. Contrainte d'adhérence	88
IV.3.2.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S	88
IV.3.2.5. Vérification de la flèche	89
IV.4.1. Définition	90
IV.4.2. Terminologie	90
IV.4.3. Dimensions des escaliers	91
IV.4.4. Étude de l'escalier	91
IV.4.5. Étude de la poutre palier	97
IV.4.5.1. Dimensionnement	97
IV.4.5.2. Charges supportées par la poutre	97

IV.4.5.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U	98
IV.4.5.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U	98
IV.4.5.5. Vérifications de la poutre palière	99
IV.4.5.6. Ferrailage des armatures transversales	99
IV.4.5.7. Calcul de la flèche	100
IV.4.5.8. Calcul de la poutre palière à la torsion	100
IV.4.5.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière	102
IV.5 .Ascenseur	110
IV.5.1.Définition	110
IV.5.2. Calcul du poids des composants de l'ascenseur	111
IV.5.2.1. Les dimensions	111
IV.5.2.2. Épaisseur de la dalle	111
IV.5.3.Calcul de la charge total qu	112
IV.5.3.1. Calcul de la charge permanente total G	113
IV.5.4. Vérification de la dalle au poinçonnement	113
IV.5.5.Evaluation des moments dus aux charges concentrées	114
IV.5.6. Les moments dus aux charges concentrées	116
IV.5.7.Moments dus aux charges réparties (poids propre)	116
IV.5.8. Les moments retenus sont	117
IV.5.9.Calcul du ferrailage de la dalle	117
IV.5.10.Vérification à l'E.L.S	119
IV.5.11. Disposition du ferrailage	122
IV.5.12.Voile de la cage d'ascenseur	123
IV.5.13. Schéma de ferrailage	123
IV.6.Conclusion	124
Chapitre V Etude sismique	125
V.1 Introduction	126
V.2 Modélisation	126
V.3 Méthodes de calcul des forces sismiques	127
V.4 Conditions d'application de la méthode statique équivalente	127
V.5 Disposition des voiles	127
V.6.Justification des prescriptions du RPA99/version2003	127
V.6.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales	127
V.6.2. Vérification de la période :	128
V.6.3. Vérification de l'effort normal réduit	131
V.6.3.1. Vérification des charges reprise par les voiles et les poteaux	131
V.6.4. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base	132
V.6.5. Vérification de l'excentricité	135
V.6.6. Vérification du déplacement maximal de la structure :	135
V.6.7. Justification vis à vis des déformations	136
V.6.8 : Vérification de l'effet P-Delta	137
V.7. Conclusion	138
Chapitre VI Ferrailage des éléments structuraux	139
VI.1. Introduction	140
VI.2.Étude des charges verticales et horizontales	140
VI.3.Les combinaisons de calcul	140
VI.3.1.Poutres	140
VI.3.2.Poteaux	140
VI.4.Ferrailage des poutres	140
VI.4.1.Méthode de calcul	140
VI.4.2.Les armatures minimales	141
VI.4.3.Les Poutres (principales) (30x40) cm ²	141

VI.4.3.1. Exemple de calcul	141
VI.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	143
VI.4.4. Les Poutres (secondaires) (30x35) cm ²	143
VI.4.4.1. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	143
VI.4.5. Calcul les armatures transversales	144
VI.4.5.1. Diamètre des armatures transversales	144
VI.4.5.2. Calcul de L'espacement	144
VI.4.6. Ancrage des armatures tendues	144
VI.4.7. Calcul des crochets	144
VI.4.8. La longueur de recouvrement	145
VI.4.9. Les vérifications	145
VI.4.9.1. Vérifications des contraintes (E.L.S)	145
VI.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant	145
VI.4.9.3. Vérification de la flèche	146
VI.4.9.4. Vérification de l'effort tranchant	147
VI.4.9.5. Vérification de la flèche	147
VI.5.Ferrailage des poteaux	149
VI.5.1.Méthode de calcul	149
VI.5.2.Ferrailage exigé par R.P.A 99/version 2003	150
VI.5.3.Sollicitations de calcul	150
VI.5.4.Exemple de calcul	151
VI.5.4.1. Calcul les armatures longitudinale	151
VI.5.5. Exemple de calcul	153
VI.5.5.1. Calcul les armatures longitudinale	153
VI.5.5.2. Calcul des armatures transversales des poteaux de section(40X40) cm ²	156
VI.5.5.3. Les vérifications	157
VI.5.5.4.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	157
VI.5.5.5. Calcul des armatures transversales des poteaux de section (35X35) cm ²	158
V.6.Les vérifications	159
V.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	159
VI.6.2.Vérification de la contrainte de cisaillement	160
VI.7.Conclusion	161
VI.8. Etude des voiles	161
VI.9.Le système de contreventement	161
VI.9.1. Conception	162
VI.9.2. Les recommandations du R.P.A99/version 2003	162
VI.9.3.Détermination des contraintes	164
VI.9.3.1. Calcul des armatures verticales	164
VI.9.3.2. Calcul des armatures horizontales	165
VI.9.3.3. Calcul des armatures transversales	165
VI.9.4. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	165
VI.9.4.1. Détermination des contraintes	166
VI.9.4.2. Calcul des armatures verticales	167
VI.9.4.3. Calcul des armatures horizontales	167
VI.9.4.4. Calcul des armatures transversales	167
VI.9.5. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	167
VI.10.Conclusion	168
Chapitre VII Etude des fondations	169
VII.1.Introduction	170
VII.2. Le voile périphérique	170
VII.2.1. Dimensionnement	171
VII.2.2.Calcul des charges	171

VII.2.2.1. Poussée des terres	171
VII.2.2.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge	171
VII.2.2.3. La charge pondérée	171
VII.2.3.Ferraillage du voile périphérique	172
VII.2.3.1. Les valeurs des moments en travée sont	172
VII.2.3.2. Calcul du Ferraillage	172
VII.2.3.3. Condition de non fragilité	172
VII.2.4. Les vérifications	173
VII.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant	173
VII.2.4.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S	173
VII.3.Choix du type de fondations	174
VII.3.1.Vérification des semelles isolées	174
VII.3.2.Vérification des radier général	175
VII.3.2.1. Définition du radier	175
VII.3.2.2. Calcul du radier	176
VII.3.2.3. Poids supporté par le radier	176
VII.3.3. Pré-dimensionnement du radier	176
VII.3.3.1. Calcul de l'épaisseur du radier	176
VII.3.3.2. Vérification de la stabilité au renversement	177
VII.3.3.2. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L91 modifiée 99)	177
VII.4.Détermination de la hauteur de la poutre de libage	177
VII.4.1.Vérifications de la poutre de libage	178
VII.4.1.1. Les contraintes	178
VII.4.1.2. Calcul des contraintes	179
VII.4.2. Évaluation des charges pour le calcul du radier	179
VII.4.3.Ferraillage du radier	179
VII.4.3.1. Méthode de calcul	179
VII.4.3.2. Calcul du Ferraillage	180
VII.4.3.3. Détermination des efforts	180
VII.4.3.4. Calcul des armatures	180
VII.4.3.5. Vérification de l'espacement	181
VII.5.Ferraillage des poutres de libages	181
VII.5.1.Sens longitudinale	182
VII.5.2.Sens transversale	183
VII.5.3.Armature transversal	185
VII.6.Conclusion	186
Conclusion Générale	187
Références	189

Liste des tableaux

Présentation de l'ouvrage & hypothèses de calcul

Tableau I.1 : Les déformations limitent du pivot.....	17
---	----

Pré-dimensionnement des éléments & descente des charges

Tableau II.1 : Charge et surcharge du plancher terrasse.....	23
Tableau II.2 : Charge et surcharge des étages courants ,RDC.....	24
Tableau II.3 : Charge et surcharge du plancher(dalle pleine).....	26
Tableau II.4 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	26
Tableau II.5 : Charge et surcharge des murs intérieurs.....	27
Tableau II.6 : Dégresson des charges d'exploitations.....	28
Tableau II.7 : Descente des charges de la volée.....	35
Tableau II.8 : Descente des charges du palier.....	36
Tableau II.9 : Descente de charge acrotère.....	38

Calcul et ferrailage des planchers

Tableau III.1: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (RDC,Etages courants).....	50
Tableau III.2 : Vérification des compressions.....	55
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).....	63
Tableau III.4 : Vérification des compressions.....	68

Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : Calcul de ferrailage.....	84
Tableau IV.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	85
Tableau IV.3 : La descente des charges d'une dalle pleine.....	86
Tableau IV.4 : Ferrailage du balcon.....	87
Tableau IV.5 : Calcul les efforts tranchants de l'escalier.....	94
Tableau IV.6 : Vérification des différentes conditions (poutre palière).....	99
Tableau IV.7 : Ferrailage de paillasse.....	103
Tableau IV.8 : Poids mort de l'ascenseur.....	112
Tableau IV.9 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	116
Tableau IV.10: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	120

Etude sismique

Tableau V.1: Périodes et taux de participation massique de la structure.....	128
Tableau V.2: valeurs de coefficient CT.....	130
Tableau V.3: Vérification de l'effort normal réduit.....	131
Tableau V.4: récapitulatif des charges reprises par les voiles, poteaux.....	132
Tableau V.5 : Valeur de pénalité P_q	133
Tableau V.6: Vérification de la résultante des forces sismique.....	135
Tableau V.7: Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure.....	135
Tableau V.8: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	137
Tableau V.9: Vérification à l'effet P- Δ	138

Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1 : Exemple de ferrailage des poutres principales en travée.....	142
Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres principales sur appuis.....	142

Tableau VI.3 : Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).....	143
Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).....	143
Tableau VI 5: Ferrailage des poutres principales.. ..	148
Tableau VI 6: Ferrailage des poutres secondaires	148
Tableau VI.7 : Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.	150
Tableau VI.8 : Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	150
Tableau VI.9 : Les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	150
Tableau VI.10 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	156
Tableau VI.11 : Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	160
Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles	160
Tableau VI.13 : Ferrailages des poteaux	161

Etude des fondations

Tableau VII.1: Vérification la stabilité du radier en situation accidentelle	179
Tableau VII.2: les moments fléchissant suivant les deux sens.	180
Tableau VII.3: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinale	183
Tableau VII.4: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....	184

Liste des figures

Présentation de l'ouvrage & hypothèses de calcul

Figure I.1 : Plan de RDC.....	05
Figure I.2 : Plan étage courant.	06
Figure I.3 : plan de terrasse.....	07
Figure I.4 : : Coupe A.A.	08
Figure I.5 . Plan de masse	09
Figure I.6 . Plan de situation	10
Figure I.7 : Diagramme parabole - rectangle du béton.	13
Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	14
Figure I.9 : Diagramme déformation contraintes-déformations.	15

Pré-dimensionnement des éléments & descente des charges

Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.....	20
Figure II.2 : Plancher terrasse.	22
Figure II.3 : Plancher étage courant, R.D.C.....	23
Figure II.4 : Plancher (dalle pleine).	25
Figure II.5 : Détail mur extérieur	26
Figure II.6 : Détail d'un mur intérieur	27
Figure II.7 : Le poteau le plus sollicité.	29
Figure II.8 : Coupe de voile en élévation.....	32
Figure II.9 : Différentes élément d'un escalier.	34
Figure II.10 : Vue en plan de l'escalier.....	35
Figure II.11 : schéma statique d'escalier.	35
Figure II.12 : Schéma statique de l'acrotère.	38

Calcul et ferrailage des planchers

Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles.....	40
Figure III.2 : Disposition des poutrelles.....	42
Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant M [KN.m] à (E.L.U).....	49
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants T KNa (E.L.U).....	49
Figure III.5 : Compression de la bille d'about.....	54
Figure III.6 : Schémas ferrailage des poutrelles en travée et sur appuis de rive.....	56
Figure III.7 : Schémas ferrailage des poutrelles en travée et sur appuis intermédiaire..	57
Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant M [KN.m] à (E.L.U).....	62
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants T KNa (E.L.U).....	62
Figure III.10 : Compression de la bille d'about.....	67
Figure III.11 : Schémas ferrailage des poutrelles en travée et sur appuis de rive.....	69
Figure III.12: Schémas ferrailage des poutrelles en travée et sur appuis intermédiaire..	70
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	71
Figure III.14: Panneau de dalle le plus sollicité.....	71
Figure III.15: Schéma ferrailage superieur du panneau de la dalle pleine.....	78
Figure III.16: Schéma ferrailage inferieur du panneau de la dalle pleine.....	78

Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

Figure IV.1 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	82
Figure IV.2 : Schéma du ferrailage d'acrotère.....	85
Figure IV.3 : Schéma représente type de balcon.	86
Figure IV.4 : Schéma représente détaille d'une dalle pleine	87

Figure IV.5 : Schéma de ferrailage du balcon.	90
Figure IV.6 : Schéma de l'escalier	90
Figure IV.7 : Vu en plan de l'escalier.....	91
Figure IV.8 : Schéma statique des charges de l'escalier.....	91
Figure IV.9 : Schéma statique des charges de l'escalier.....	93
Figure IV.10: Diagrammes Moments et l'effort tranchant (M, T) de l'escalier.....	94
Figure IV.11: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	97
Figure IV.12: Diagramme du moment pour la poutre palière.....	98
Figure IV.13 : La poutre palière à la torsion.....	100
Figure IV.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	102
Figure IV.15 : Schéma de la marche.....	102
Figure IV.16 : Schéma de palier	105
Figure IV.17 : Schéma d'un ascenseur.	110
Figure IV.18 : Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.....	114
Figure IV.19 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	114
Figure IV.20: Dessin montrant la concentration des charges.. ..	115
Figure IV.21: Moments de la dalle.	115
Figure IV.22: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.	123
Figure IV.23: Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.....	124

Etude sismique

Figure V.1: Vue en 3D de la structure.	126
Figure V.2.: La disposition des voiles.....	127
Figure V.3: Mode 1 translation suivant X-X	129
Figure V.4: Mode 2 translation suivant Y-Y	129
Figure V.5: Mode 3 rotation autour Z-Z.....	130
Figure V.6: Spectre de réponse.....	134

Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1 : Répartition des moments dans la zone nodale.	144
Figure VI.2: Zone nodale	149
Figure VI.3: Voile type 1	164
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du mur voile type 1.....	164
Figure VI.5 : Voile type 2	166
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du mur voile type 2.....	166

Etude des fondations

Figure VII.1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique	171
Figure VII.2: Schéma d'une semelle isolée.	174
Figure VII.3: Radier général	176
Figure VII.4: Schéma du panneau le plus défavorable	180
Figure VII.5: Ligne de rupture d'un panneau.	182
Figure VII.6: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture	182
Figure VII.7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	183
Figure VII.8 : Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.	185
Figure VII.9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale	185

Notations et symboles

E.L.S	État Limite De Service ;
E.L.U	État Limite Ultime ;
C^{te}	Valeur Constance ;
A_s	Section D'aciers ;
A_s'	Section D'aciers Comprimés ;
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale ;
A.N	Axe Neutre ;
A_s	Armatures Supérieures ;
A_r	Section D'un Cours D'armatures Transversales ;
B_r	Section Réduite ;
B_o	Section Homogène Totale ;
E_s	Module D'élasticité ;
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton ;
G	Action Permanente ;
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène ;
M_a	Moment Sur Appuis ;
M_{ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S ;
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U ;
M_{ax}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé ;
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y ;
N_{ser}	Effort Normal De Service ;
N_u	Effort Normal Ultime ;
P_{ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S ;
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U ;
V_u	Effort Tranchant A L'E.L.U ;
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale ;
a -b	Dimensions En Plans D'un Poteau ;
B	Largeur D'une Table De Compression ;
b_o	Largeur d'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T ;
d	Hauteur utile d'une section ;
e_o	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton ;

f_{ej}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours ;
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j ;
f_e	Limite d'élasticité de l'acier ;
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours ;
f_{t28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j ;
h	Hauteur totale d'une section ;
h_0	Hauteur d'une table de compression ;
i	Rayon de giration ;
l_a	Portée d'ancrage ;
l_f	Hauteur de flambement ;
l_i	Portée de travée ;
l_r	Longueur de recouvrement ;
l_s	Longueur de scellement ;
l_o	Longueur fictive ;
$\eta=15$	Coefficient d'équivalence ;
S_t	Espacement des armatures transversales ;
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ;
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus ;
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé ;
ϵ_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s) ;
π	Coefficient de fissuration ;
λ	Élancement géométrique ;
μ	Coefficient de frottement acier /béton ;
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit ;
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton ;
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S ;
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite ;
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle ;
ϕ	Diamètre d'une barre ;

ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale ;
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale ;
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes ;
ψ_s	Coefficient de scellement ;

***Introduction
Générale***

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les masters et les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures urbaines. Ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Le domaine d'application du génie civil est très vaste, il englobe les travaux publics et le bâtiment.

L'étude de la structure en génie civil est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité. Cependant, il existe des différents dangers tel que le séisme qui peut causer des dégâts. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure quel que soit les types des bâtiments en béton armé.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique adoptée au domaine de Génie civil, ainsi que le calcul de divers structures en un moindre temps. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, etc.) aux différents sollicitations (compression, flexion, etc.) dont la résistance de ses éléments est en fonction du type de matériaux et leur dimensions.

Pour le calcul des éléments constituant l'ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée, RPA 99/ version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux tel que le (béton) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments de la structure.

Pour atteindre notre objectif, nous allons répartir le travail en sept chapitres qui sont :

- Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul.
- Pré-dimensionnement des éléments & descente des charges
- Calcul et ferrailage des planchers.
- Calcul et ferrailage des éléments non structuraux
- Etude sismique.
- Ferrailage des éléments structuraux
- Etude des fondations.

Dans la réalisation de ce projet nous avons utilisé un logiciel qui permet la fiabilité et la rapidité d'exécution **ETABS V 9.6.0**.

Enfin, L'étude en génie civil est basée sur le respect des lois et des règles convenues internationalement dans le but de réaliser une construction parfaite contre les différents phénomènes et influences externes.

Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage &
hypothèses de calcul**

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le présent travail consiste à dimensionner la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation, implanté à la commune de Tissemsilt, composé d'un Rez de chaussée et de six étages.

(7 niveaux)

I.2 Caractéristiques géométriques de la structure

Le bâtiment est constitué d'un seul bloc rectangulaire, de forme en plan régulière, avec les dimensions suivantes :

a. Dimensions en élévation

- hauteur totale de : 23,20 m à partir de RDC et compris l'acrotère ;
- hauteur du Rez de chaussée est de : 3,23 m ;
- hauteur de l'Etage courant est de : 3,23m.

b. Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 26,30\text{m}$
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 9,50\text{m}$.

I.3 Données du site

La wilaya de Tissemsilt et selon les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de d'usage (groupe2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

Le site est classé en S2 (site ferme).

La contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2,00$ bars pour un ancrage $h = 2$ m.

Le poids spécifique du sol $\gamma = 1,70$ t/m³, l'angle de frottement interne du sol $\varphi = 20,53^\circ$, la cohésion $C = 0,33$ bars ;

I.4 Ossature et système constructif adopté

I.4.1.Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques (Poteaux et Poutres) et des voiles de contreventement en béton armé

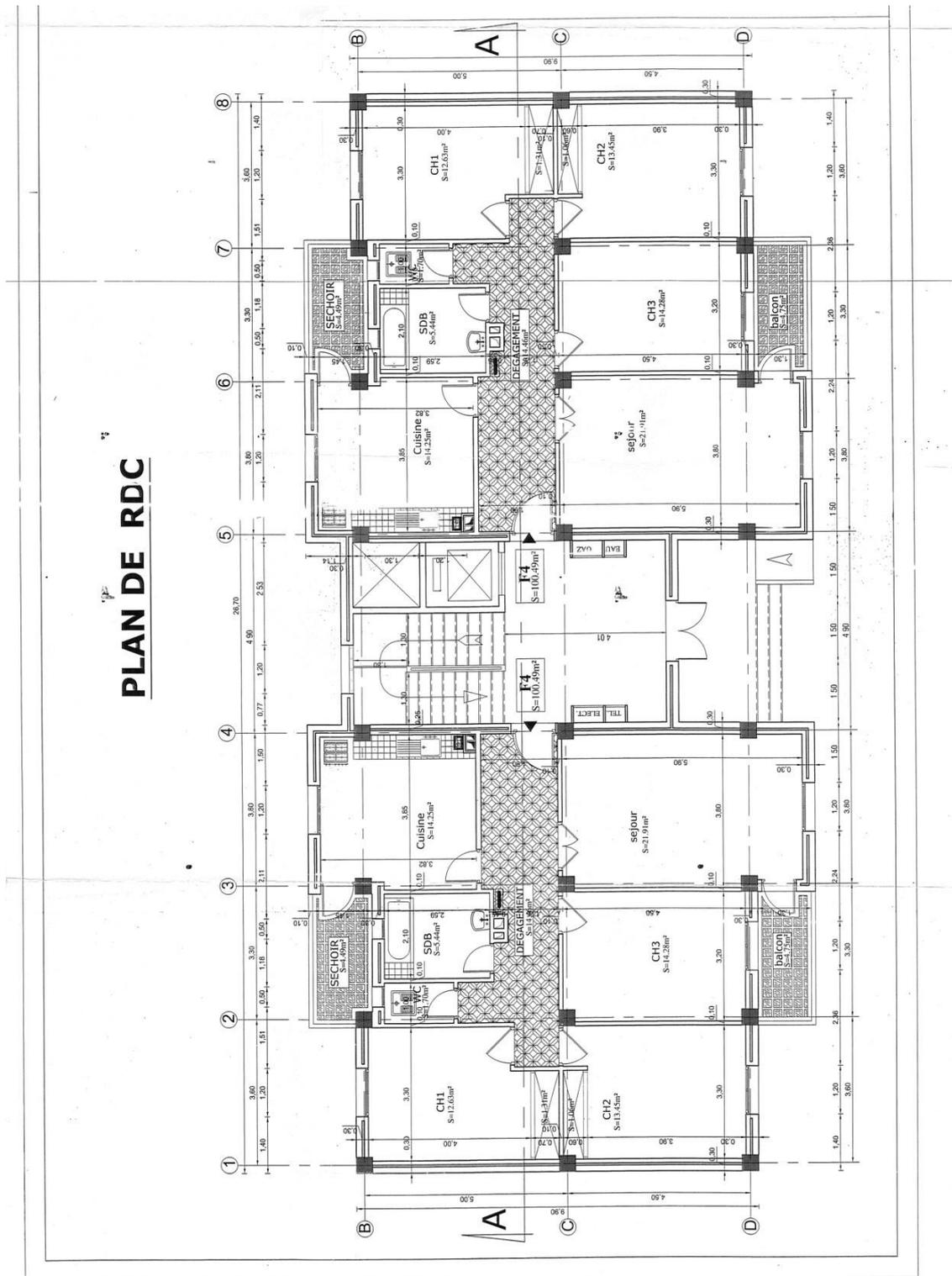


Figure I.1: Plan de RDC.

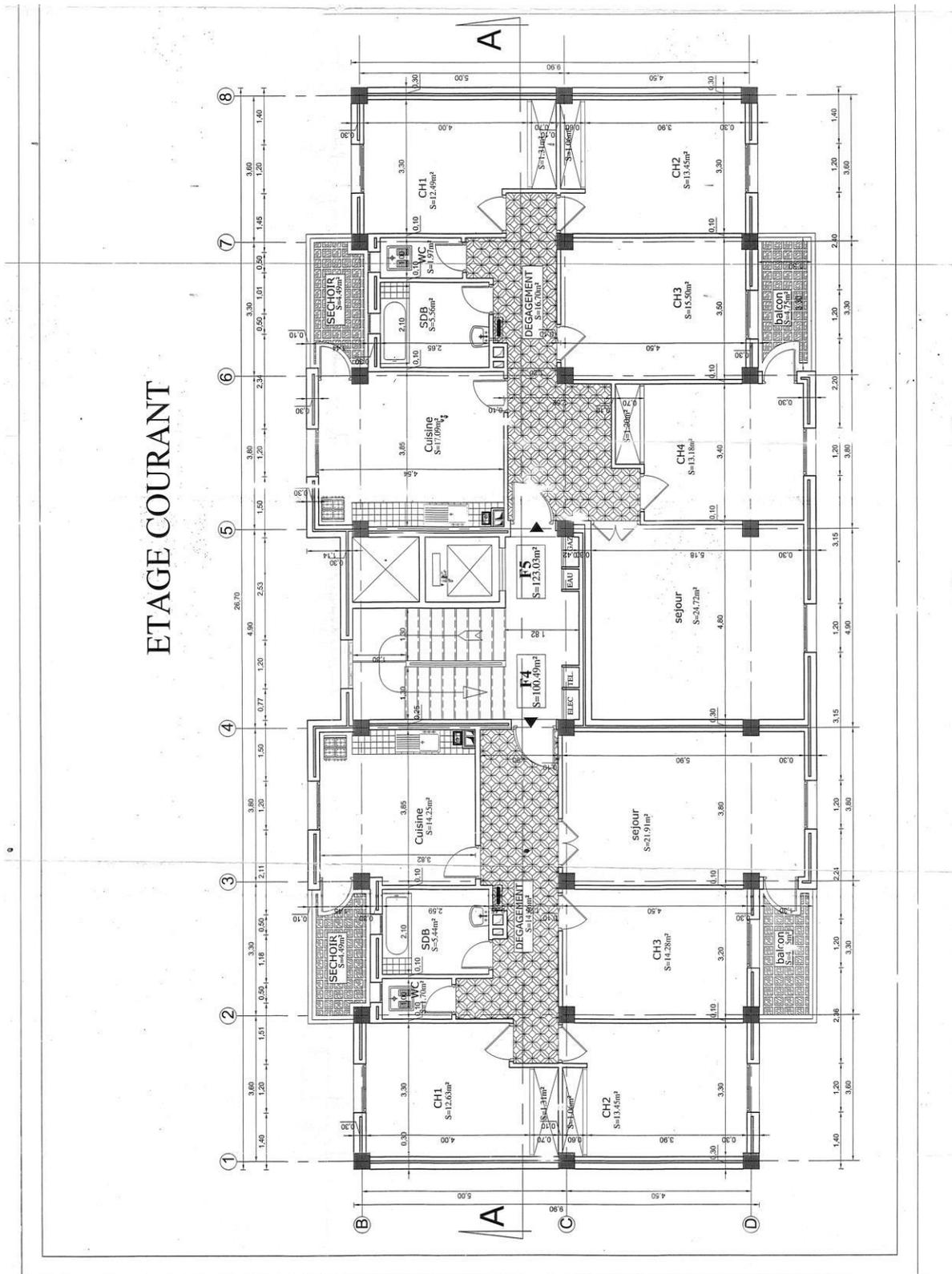


Figure I.2: Plan étage courant.

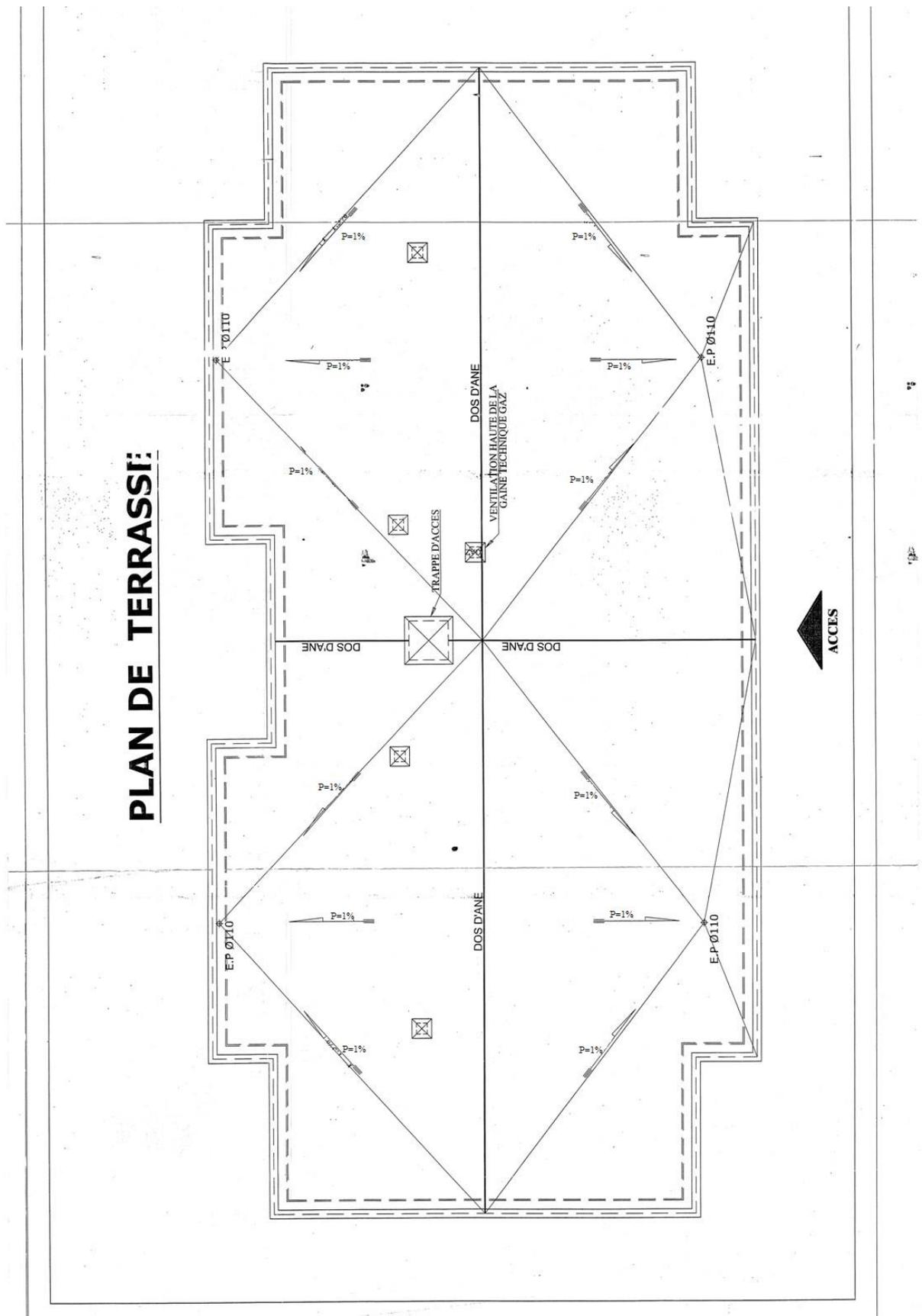


Figure I.3 : plan de terrasse.

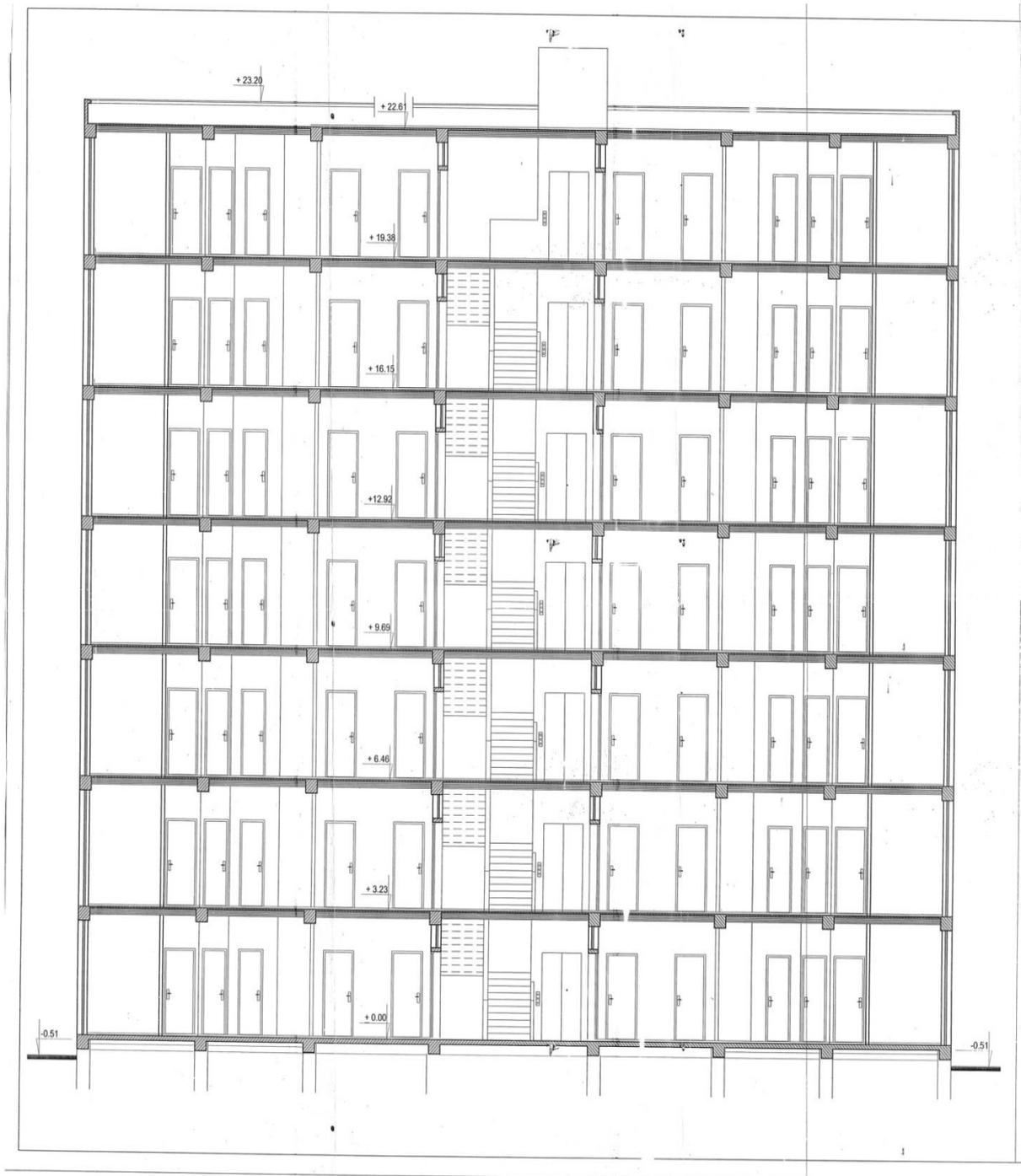


Figure I.4 : Coupe A.A.



Figure I.5 : Plan de masse

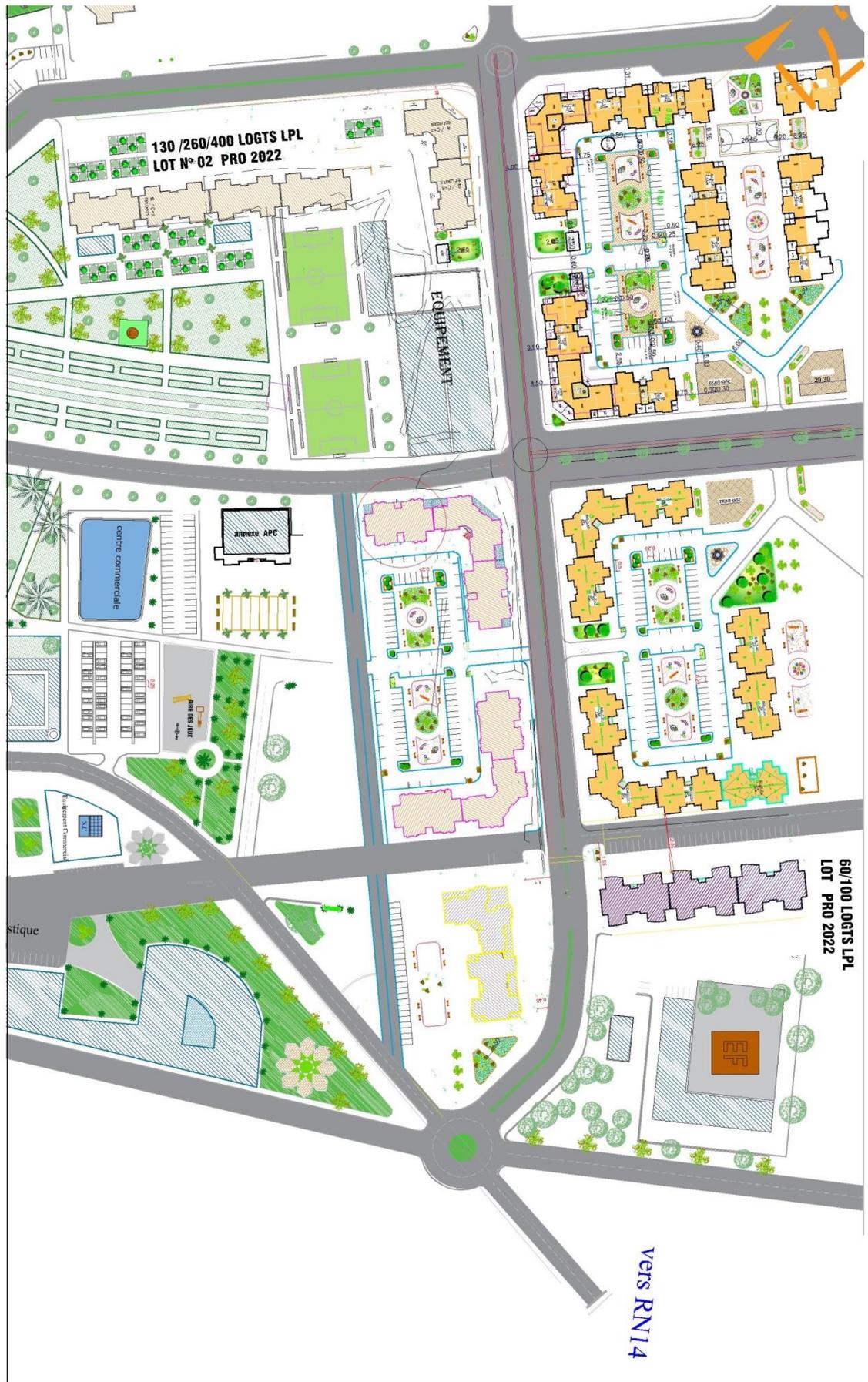


Figure I.6 : Plan de situation

I.4.2.Planchers

Le plancher est une surface plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte Plancher en corps creux (16+4) cm, et dalle pleine.

I.4.3.Terrasse

Il existe un seul type de terrasse :Terrasse inaccessible.

I.4.4.Escaliers

Escalier sont de type a deux volées droites avec un palier intermédiaire.

I.4.5.Maçonnerie

Le remplissage des façades est en maçonnerie de double cloison en briques creuses de 30 cm d'épaisseur, avec une lame d'air de 5 cm. Les cloisons de répartition au niveau des étages ont une épaisseur de 10 cm, et d'une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.

I.4.6.Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 59cm.

I.5.Caractéristiques des matériaux

I.5.1.Le béton

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

I.5.2 Matériaux composant le béton

a. Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité dépend des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats

Les granulats comprennent les sables et les graviers:

➤ **Sables**

Les sables sont des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ **Graviers**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c. Dosage du béton

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 à 2500 kg /m³

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 350 kg de ciment CEM II/A-L 42.5N.
- 400 L de sable de diamètre 0 à 5mm
- 800 L de gravier de diamètre 7 à 25mm.
- 175 L d'eau de gâchage

I.6 Caractéristiques du béton

I.6.1 Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté " f_{c28} " obtenue par écrasement en compression axiale des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour un dosage courant, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa. ($f_{c28} = 25$ MPa). Pour un âge j inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique f_{cj} est définie à partir de f_{c28} , par les deux formules suivantes:

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

I.6.2 Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \text{ Avec } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.6.3 Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

❖ **État limite ultime (ELU)**

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

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \% & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \min(4,5 ; 0,025f_{c28}) \% & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\%$$

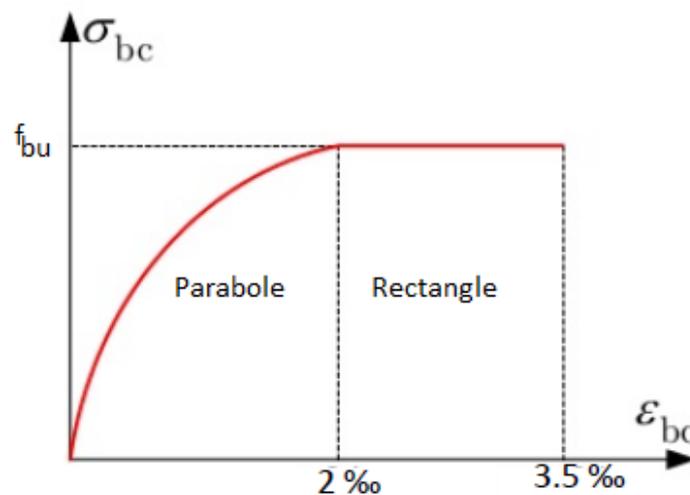


Figure I.7:Diagramme parabolique - rectangle du béton

Avec :

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression; } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1,5 pour les combinaisons normales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

❖ **État limite de service (ELS)**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

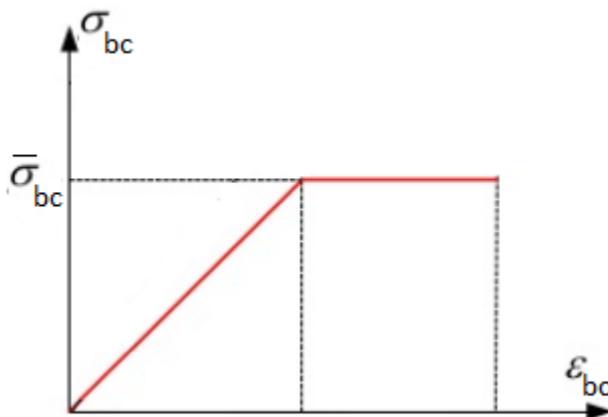


Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

I.6.4 Contrainte admissible de cisaillement

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

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

I.6.5 Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinale, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantanée**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation différée**

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures, on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

I.6.6 Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des états limites de services (calcul des déformations).

- $\nu = 0$ pour le calcul des états limites ultimes (calcul des sollicitations).

I.7 Aciers de construction

Le matériau acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage. Son rôle est de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. Les aciers utilisés en béton armé sont de trois types :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 235 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 5$ mm pour les dalles.

I.7.1. Diagramme déformation- contrainte $\sigma_s = f(\epsilon\text{‰})$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s = 1,15$ cas général ; $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

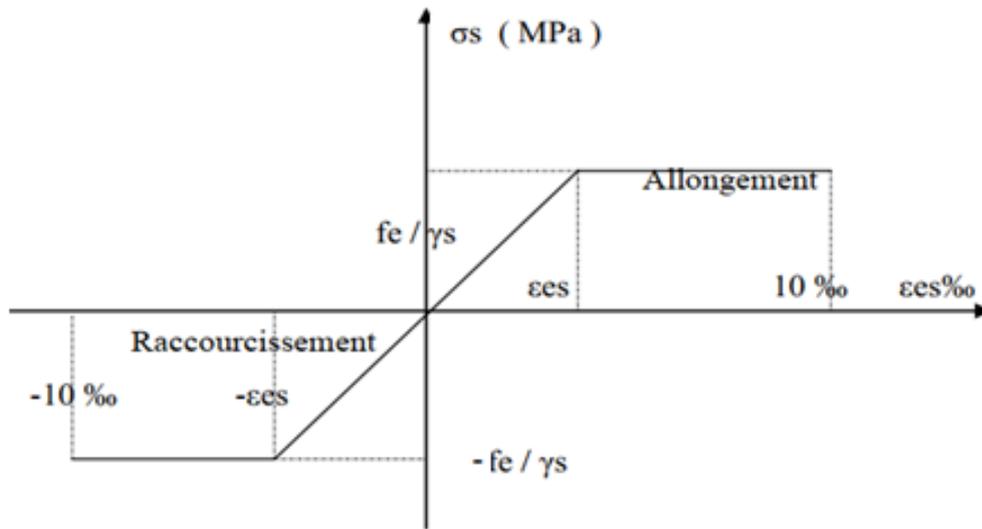


Figure I.9: Diagramme déformation contraintes-déformations.

I.7.2. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; Il sera pris égale à $E_s = 2.105 \text{MPa}$.

I.7.3. Contrainte de calcul

❖ **État limite ultime**

Le diagramme contraintes déformation à considérer est défini à la Figure I.7

La contrainte de calcul, notée σ_s est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Rond lisse ($f_e = 235 \text{MPa}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,35 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

- Haute adhérence ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

❖ État limite de service

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{ MPa} ;$
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{ MPa}.$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses ;} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

Allongement de rupture

$\varepsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.8.Hypothèses de calcul

I.8.1.Etat limite ultime

- Les sections droites planes restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Les déformations limites du béton $\varepsilon_{bc}=3,5 \%$ en flexion et de 2 % en compression.
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_{bc} = 10\%$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour le béton en compression, et pour l'acier en traction et en compression.

I.8.2.Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.1: Les déformations limites des pivots

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

I.8.3 Etat limite de service

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable, les hypothèses sont les suri ventes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{array} \right.$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.8.4 Sollicitation du calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

- Pour les situations durables : P1 = 1,35 G + 1,5 Q.
- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\left\{ \begin{array}{l} P2 = G + Q \pm E. \\ P3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P4 = 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance « E.L.U.S »

$$P_5 = G + Q.$$

G: Charge permanente

Avec : Q; Charge d'exploitation

E: Effort du séisme

Chapitre II

**Pré-dimensionnement des
éléments & descente des
charges**

II.1.Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (**E.L.U**), de stabilité et de durabilité (**E.L.S**) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré-dimensionnement préalable de ces derniers s'exige.

Cette étape (qui fera l'objet de ce second chapitre) est régie par des lois empiriques issues d'un grand nombre d'essais et d'expérience vécue dans l'univers du génie civil, ces lois sont définies rigoureusement dans les règlements en vigueur (**R.P.A 99/version 2003, B.A.E.L 91 modifier 99 et C.B.A 93**). Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux + voiles → fondations → sol.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers

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

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

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

II.2.1.Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux**

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

- **Poutrelles**

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

- **Dalle de compression**

Est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.

- **Treillis soudé**

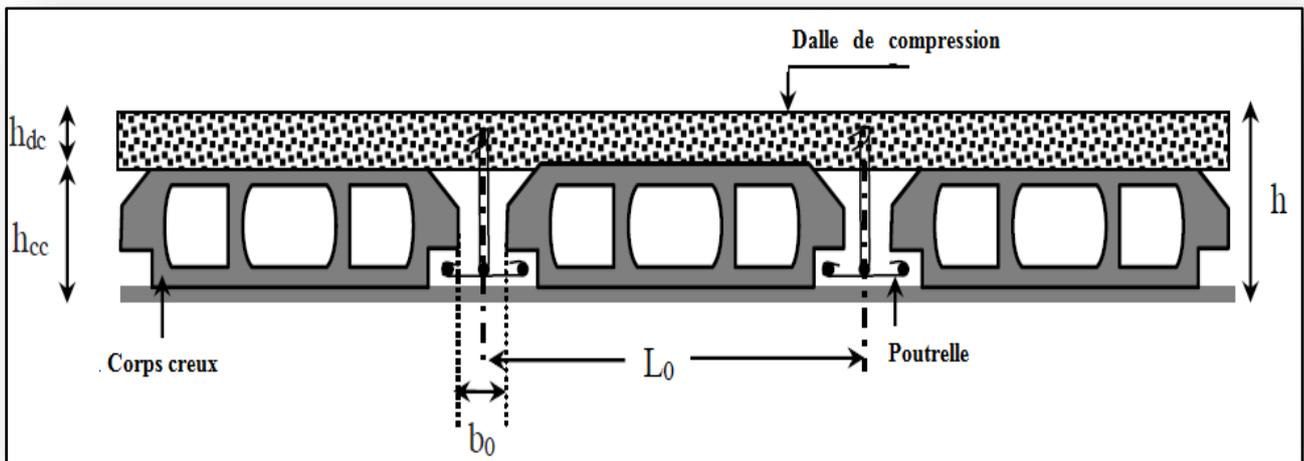


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

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

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$.

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

Pour déterminer h_t , on utilise la condition suivante.

II.2.2. Condition de rigidité

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec : L c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{450}{22,5}$$

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 20$ cm, soit un plancher (16+4) cm.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les (**B.A.E.L91 modifier 99**), et vérifiées selon le Règlement Parasismique Algérien en vigueur (**R.P.A99/Version 2003**), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (**RDM**).

➤ Selon le **B.A.E.L.91 modifier 99**, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{cases}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre .} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{cases}$$

- Selon le **R.P.A 99/version 2003**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b \end{cases}$$

Nous avons :

- Poutre principale : $L_{\max} = 4,6 \text{ m}$;
 ➤ Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,5 \text{ m}$.

II.3.1.Poutres principales

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales

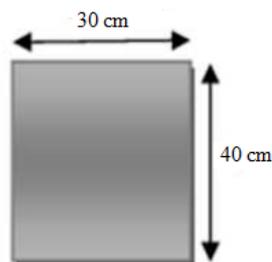
$$\begin{cases} L = 460 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases}$$

$$\left\{ L_{\max} = 460 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 30,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 46\text{cm} ; \text{ On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4\text{cm} ; \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases} \right.$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **R.P.A99/version 2003**:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 30) = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.



II.3.2.Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

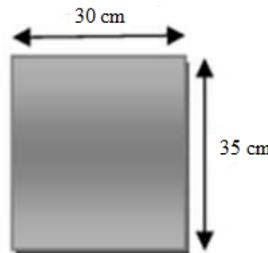
II.3.2.1.Pré-dimensionnement des poutres secondaires

$$\left\{ L_{max} = 450 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,60 \text{ cm} ; \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases} \right.$$

D'après le **R.P.A 99/version 2003** :

{	$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	Condition vérifiée.
	$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée.
	$\frac{h_t}{b} = 1,16 \leq 4$	Condition vérifiée.
	$b_{max} \leq (1,5 \times 35 + 30) = 82,5 \text{ cm}$	Condition vérifiée.

Donc on prend la section des poutres secondaires $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.



II.4.Descente de charge

La descente de charge a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1.Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition.

Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courants, mur extérieures, mur intérieures et dallage sont déterminées comme suite.

II.4.1.1.Plancher terrasse inaccessible

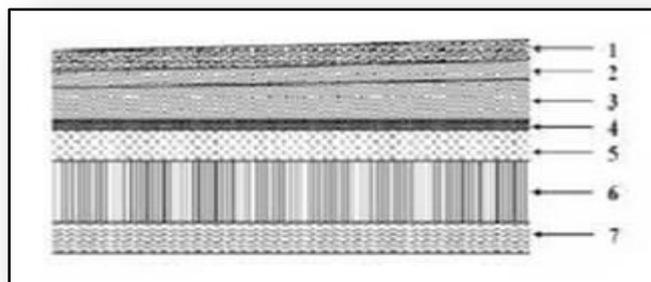


Figure II.2: Plancher terrasse.

Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillons	0,05	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,10	2,20
4	Feuille de Polyane	0,001	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
6	Plancher à corps creux	16+4	2,80
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G	6,49	
Totale	Q	1	

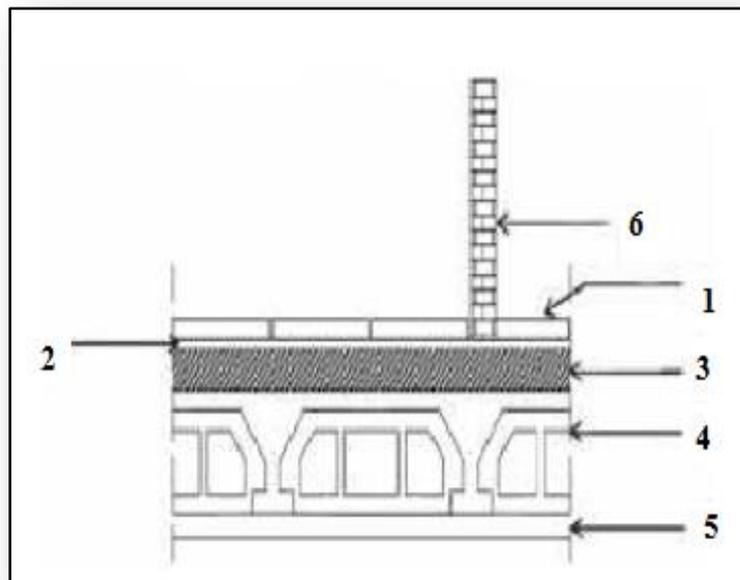
II.4.1.2. Plancher étage courant, RDC.**Figure II.3:** Plancher étage courant, R.D.C.

Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants, RDC.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
4	Plancher à corps creux	16+4	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	0,20
6	Cloison en briques creuses	0,10	0,90
Totale	G	5,04	
Totale	Q	1,50	

II.5.Dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.5.1.Condition de sécurité contre l'incendie

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

II.5.2.Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

II.5.3.Condition de résistance à la flexion

La hauteur de la dalle e est donnée par :

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x < L_y \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $L_x = 160$ cm et $L_y = 330$ cm.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{330} = 0,48 > 0,4.$$

Pour : $0,4 < \alpha < 1,0$

$$e \geq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{pour un dalle continue.}$$

$$e \geq \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm.}$$

On prend :

$$e = 12 \text{ cm.}$$

II.5.4. Condition de flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500}; \text{ Si la porté } L \text{ est inférieur ou égale à } 5 \text{ m ; } f_{\max} < \frac{160}{500} = 0,32 \text{ cm.} \\ f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000}; \text{ Si la porté } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1,60 \times 1 \times 25 = 40,0 \text{ KN/m.} \\ Q = 2,00 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

$$Q = 2,00 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 42,0 \text{ KN/m.}$$

I : le moment d'inertie

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

E : module de Young

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

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 12 \times 42,0 \times 10^{-3} \times 160^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 42 \times 10^{-2} \times 160^4}{384 \times 100 \times 32164,19 \times 10^{-1} \times 0,5}} = 6,44 \text{ cm.}$$

Donc : $e = 6,44 \text{ cm}$.

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

$$e = \text{Max} (14\text{cm} ; 15\text{cm} ; 12 ; 6,44\text{cm}).$$

Alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$.

II.5.5. Plancher (dalle pleine)

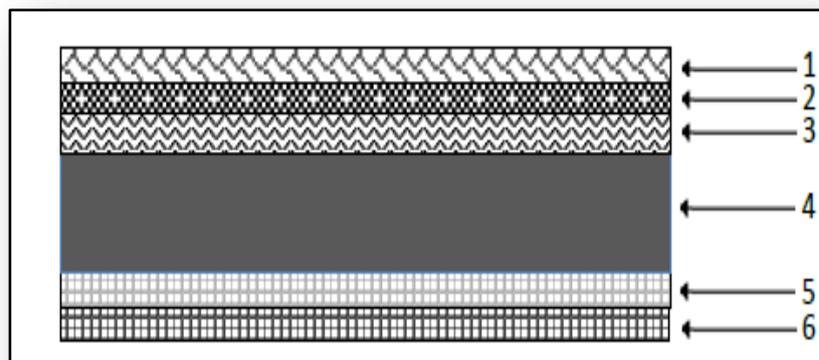


Figure II.4: Plancher (dalle pleine).

Tableau II.3: Charge et surcharge du plancher (dalle pleine).

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,36
4+5	Plancher (dalle pleine)	0,15	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G	5,11	

II.5.6.Mur extérieur (double cloison)

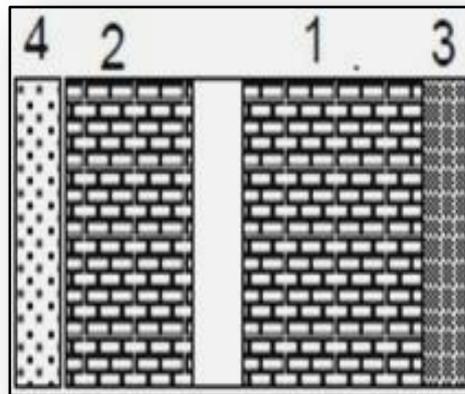


Figure II.5: Détail mur extérieur.

Tableau II.4 : Charge et surcharge des murs extérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,30
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,02	0,36
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
Totale	G (RDC, 1^{er} au 6^{ème} étage)	2,71	

➤ Remarque

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

$$G = 0,7 \times 2,71 = 1,897 \text{ Kn/m}^2.$$

II.5.7.Mur intérieur

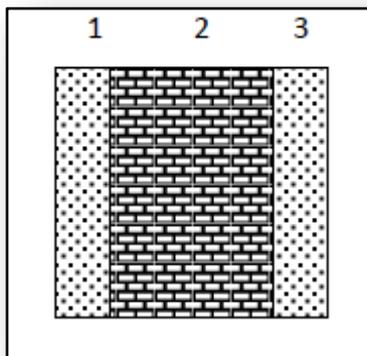


Figure II.6: Détail d'un mur intérieur.

Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1 ^{er} au 6 ^{ème} étage)	1,32	

II.6.Charges d'exploitations

Les charges d'exploitations ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent aux mobiliers, aux matériels, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

II.6.1.Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse q_0 ;

Sous étage 1 $q_0 + q_1$;

Sous étage 2 $q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$;

Sous étage 3 $q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$;

Sous étage 4 $q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$;

Sous étage n $q_0 + \frac{3+n}{2n} (q_1 + q_2 + \dots + q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitations suivantes :

Tableau II.6: Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La Charge (KN/m ²)
06	Q ₀	$\sum_0 = q_0$	1,00
05	Q ₁	$\sum_1 = q_0 + q_1$	2,50
04	Q ₂	$\sum_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
03	Q ₃	$\sum_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
02	Q ₄	$\sum_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
01	Q ₅	$\sum_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00
RDC	Q ₆	$\sum_6 = q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7,75

II.7. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau reprend la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Dans notre structure on a deux types de coffrages :

RDC-1^{er}- 2^{ème} étage : (bxh) = (40x40) cm².

3^{ème}- 4^{ème}- 5^{ème}- 6^{ème} étage : (bxh) = (35x35) cm².

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right].$$

Avec :

- Nu : Effort normal ultime (compression).
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : Élancement d'E.U.L.R $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$.
- L_f : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPA).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle l cm. d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$) (cm²).

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

II.7.1.Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 3,23$ m.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 3,23 \Rightarrow L_f = 2,261$ m.

II.7.1.1.Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 4) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

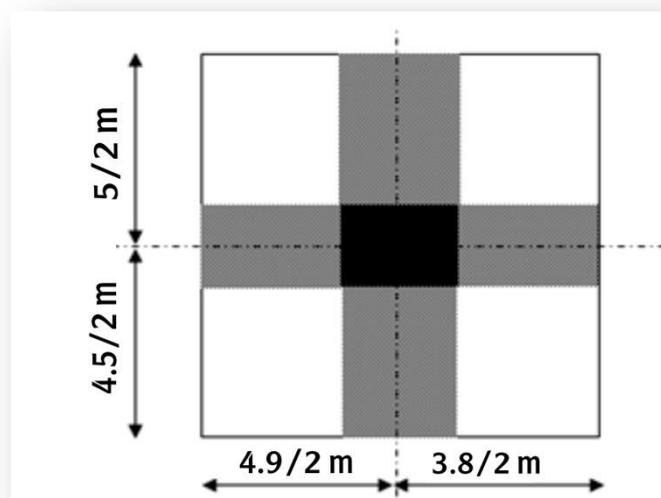


Figure II.7 : Le poteau le plus sollicité.

II.7.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axe (B, 4):

$$S = \left(\frac{4,90}{2} + \frac{3,80}{2} \right) \times \left(\frac{5}{2} + \frac{4,50}{2} \right)$$

$$S = 20,66 \text{ m}^2.$$

II.7.1.3.Effort normal ultime due à chaque niveau**a) Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G** **a.1) Poids propre des plancher terrasse**

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = (6,49) \times 20,66 = 134,08 \text{ KN}.$$

a.2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

➤ Poids propre du plancher étages courants

$$G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times S = (5,04) \times 20,66 = 104,13 \text{ KN}.$$

a.3) Poids propre des poutres principales

➤ $G_{p,\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$

➤ $G_{p,\text{principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{5}{2} + \frac{4,5}{2} \right) = 14,25 \text{ KN}.$

a.4) Poids propre des poutres secondaires

➤ $G_{p,\text{secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L .$

➤ $G_{p,\text{secondaire}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{4,9}{2} + \frac{3,8}{2} \right) = 11,41 \text{ KN}.$

a.5) Poids propre totale

➤ $G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times n + (G_{p,\text{principale}} + G_{p,\text{secondaire}}) \times n.$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants; $n=6$.

➤ $G_{\text{total}} = 134,08 + 104,13 \times 6 + (14,25 + 11,41) \times 6.$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 912,82 \text{ KN}.$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

➤ $Q_{\text{total}} = Q \times S = 7,75 \times 20,66 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 160,12 \text{ KN}.$

c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %

➤ $N_G = 1,1 \times 912,82 = 1004,10 \text{ KN}.$

➤ $N_Q = 1,1 \times 160,12 = 176,13 \text{ KN}.$

➤ $N_U = (1,35 \times 1004,10) + (1,5 \times 176,13) = 1619,73 \text{ KN} \Rightarrow N_U = 1619,73 \text{ KN}.$

II.7.1.4. Détermination de (a)

$$B = b \cdot a; I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{lf}{0,289a} = \frac{0,7 \times l_0}{0,289a} \leq 50$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0,7 \times 323}{i} \leq 50$$

$$\lambda = \frac{lf}{0,289a} = \frac{226,1}{0,289a} \leq 50$$

$$a \geq \frac{226,1}{0,289 \times 50} = 15,65$$

On prend

$$a = 40 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{226,1}{(0,289 \times 50)} = 15,65 < 50$$

$\lambda = 15,65 < 50$Condition vérifiée.

II.7.1.5. Détermination de (b)

Selon les règles du **B.A.E.L 91 modifier 99**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm.}$$

➤ Selon (**R.P.A 99 /version 2003**) $A_s = 0,8\% B_r$Zone IIa .

$$➤ A_s = 0,8\% \times B_r = 0,008 \times [38(b - 2)] = 0,304(b - 2) [cm]^2$$

$$\lambda = 15,65 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{15,65}{35} \right)^2} = 0,82$$

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

$$1619,73 \leq 0,82 \left[\frac{38(b - 2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304(b - 2)400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 26,41 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 40 \text{ cm.}$

II.7.1.6. Vérification selon (R.P.A99/version 2003)

Dimensions minimaux requis par le (**R.P.A99/version 2003**)

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

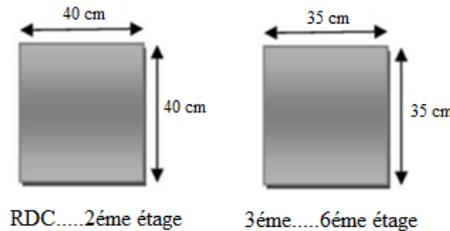
$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \min(a; b) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 > \frac{1}{4} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc on adopte pour les poteaux

RDC-1^{er} -2^{ème} étage : $(bxh) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.

3^{ème} -4^{ème} -5^{ème} -6^{ème} étage : $(bxh) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.



II.8.Pré-dimensionnement des voiles

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les Règle Parasismique Algériennes **R.P.A 99/ version 2003**. D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le (**R.P.A99/version 2003**) article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile ;

e : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

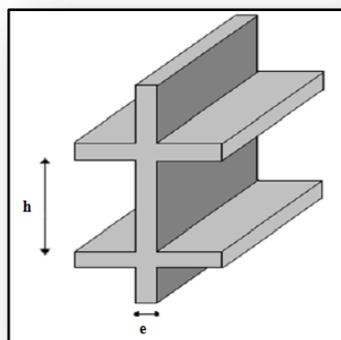


Figure II.8: Coupe de voile en élévation.

II.8.1. Pour RDC

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{323}{22} \rightarrow e \geq 14,68 \text{ cm.}$$

II.8.2. Pour le reste des étages

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{323}{22} \rightarrow e \geq 14,68 \text{ cm.}$$

Avec

L : Longueur du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements: $e = 15 \text{ cm}$.

II.8.3. Conclusion

Etant donné que le pré-dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $30 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$.
- Epaisseur des voiles : $e = 15 \text{ cm}$.
- Les poteaux :
- RDC-1^{er} -2^{ème} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- 3^{ème} -4^{ème} -5^{ème} -6^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.9. Pré-dimensionnement de l'escalier :**II. 9.1. Introduction :**

L'escalier est considéré comme un élément essentiel qui permet la circulation entre différents niveaux d'une structure.

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- L'esthétique.
- Facilité à gravir sans qui implique la conservation de la cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et le giron, c'est la relation de BLONDEL :

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

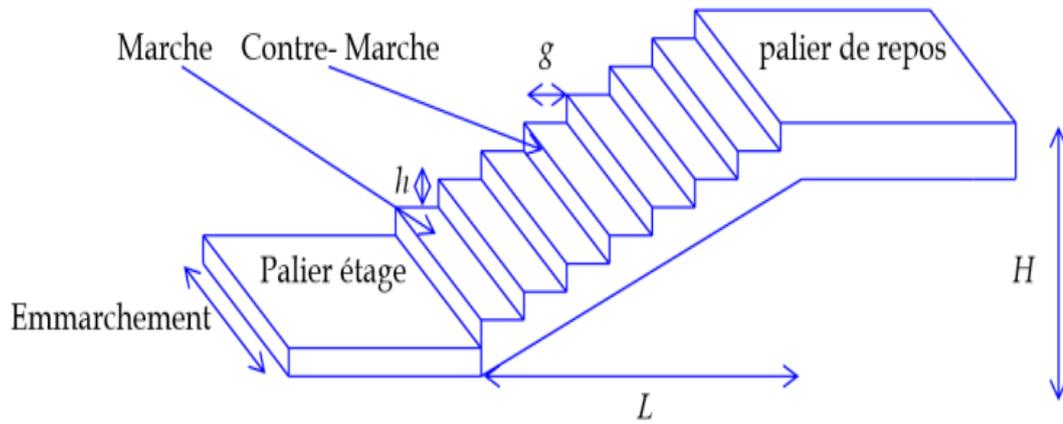


Figure II.9 : Différentes éléments d'un escalier.

Avec :

- + **h** : hauteur de la marche.
- + **g** : giron « distance entre les deux contres marches ».
- + **H** : la hauteur à monter (hauteur libre sous plafonds + épaisseur de plancher fini).
- + **h** le plus courant varie de **13** à **17**.
- + **g** le plus courant varie de **26** à **36** (**30** en moyenne).
- On prend : **h = 17 cm**
- hauteur R.D.C+ étage courant : **H = 323 cm**.

Nombre de contremarches :

La largeur g de la marche :

$$M=(L/(n-1))+2.H/n$$

Et puis : $mn^2-(m+L+2H)n+2H=0.....(*)$

c.1) Avec:

c.2) **L=190cm ; H=161,5cm ; m=62,55cm**

Donc l'équation (*) devient: **$62,55n^2-575,55n+323=0$**

La solution de l'équation est : **n=9**(nombre de contre marche)

Donc : **n-1= 8**(nombre de marche)

On vérifie avec la formule de **Blondel** :

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

On adopte: **g = 30 cm** : largeur de la marche.

h = 17 cm : hauteur de la marche.

Dans cette étude on a un seul type :

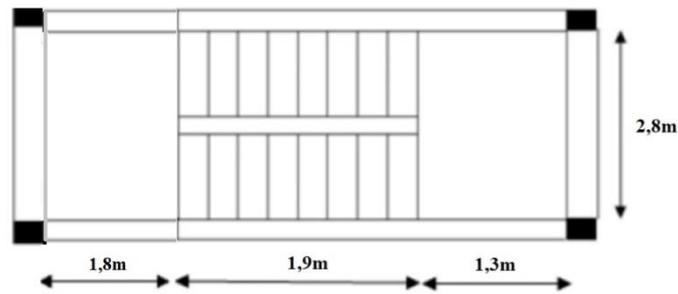


Figure II.10: Vue en plan de l'escalier

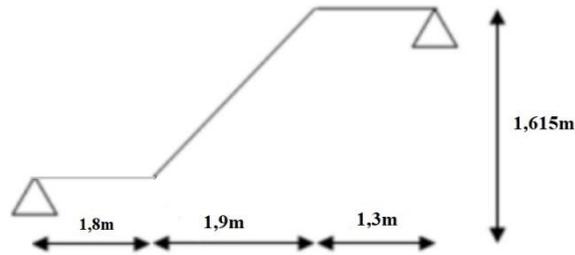


Figure II.11 : schéma statique d'escalier

II.9.1.1. Inclinaison de la paillasse :

(RDC+ Etage courant) $tg \alpha = h/ g = 17/ 30 = 0,5667 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$

II.9.1.2. Epaisseur de la paillasse :

Avec : $L=190\text{cm}$ et $\alpha = 29,54^\circ$

$$\frac{l}{30} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{190}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{190}{20 \times 0,87}$$

$7,27 \leq e_{\text{paillasse}} \leq 10,91$

Soit : $e_{\text{paillasse}} = 10\text{cm}$ Donc On prend $e_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}$

II.9.1.3. Epaisseur du palier :

$$\frac{L}{20} \leq e_{\text{palier}} \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{130}{20} \leq e_{\text{palier}} \leq \frac{130}{15} \rightarrow 6,5 \leq e_{\text{palier}} \leq 8,66$$

Soit : $e_{\text{palier}} = 8\text{ cm}$ Donc On prend $e_{\text{palier}} = 15\text{cm}$

II.9.2. Evaluation des charges et des surcharges :

a) Volées :

Tableau II.7 : Descente des charges de la volée.

a) volées			
Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
revêtement en carrelage vertical (epx0, 20xh/g)	0,02	20	0,23

mortier de ciment vertical (epx0, 2xh/g)	0,02	20	0,23
poids propre de la paillasse (evx0, 25/cos a)	0,12	25	3,45
poids propre des marches (0,22xh/2)	-	22	1,87
Enduit en plâtre	0,2	-	0,23
Garde-corps	-	-	0,10
Totale		G=	7,27
		Q=	2,5

Charge permanente : $G_1 = 7,27 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

- $q_{U1} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 13,56 \text{ kN/ml}$
- $q_{ser1} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 9,77 \text{ kN/ml}$

b) Palier :

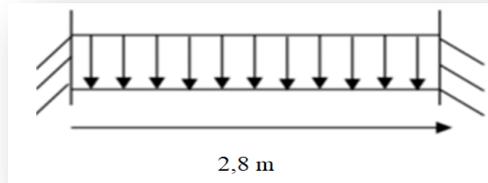
Tableau II.8: Descente des charges du palier.

b) palier			
Désignation	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,4
Mortier de Pose	0,02	20,00	0,4
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Poids propre du palier	0,14	25,00	3,50
Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,2
Totale		G2=	4,86
		Q2=	2,50

- Charge permanente : $G_2 = 4,86 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q_2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- $q_{U2} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,31 \text{ kN/ml}$
- $q_{ser2} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 7,36 \text{ kN/ml}$

II.9.3. Pré-dimensionnement de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur l'extrémité (poteau



- Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{280}{16} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 17,5 \leq h \leq 28 \Rightarrow \text{On prend } h = 30\text{cm} \\ 0,3h \leq b \leq 0,6h \Rightarrow 9 \leq b \leq 18 \Rightarrow \text{On prend } b = 30\text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

- | | | |
|---|--|---------------------|
| { | • $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ Condition vérifiée. | Condition |
| | • $h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ Condition vérifiée. | Condition vérifiée. |
| | • $\frac{h}{b} = 1 \leq 4$ Condition vérifiée. | Condition vérifiée. |

II.10. Dimensionnement de l'Acrotère :

II.10.1. Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion. Le rôle de l'acrotère est assurer la sécurité totale un niveau de la terrasse.

Donc, le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M, N). Soit une section de :

- La hauteur $H = 0,59\text{ m}$
- L'épaisseur $e_p = 12\text{ cm}$

II.10.2. Dimensions de l'acrotère :

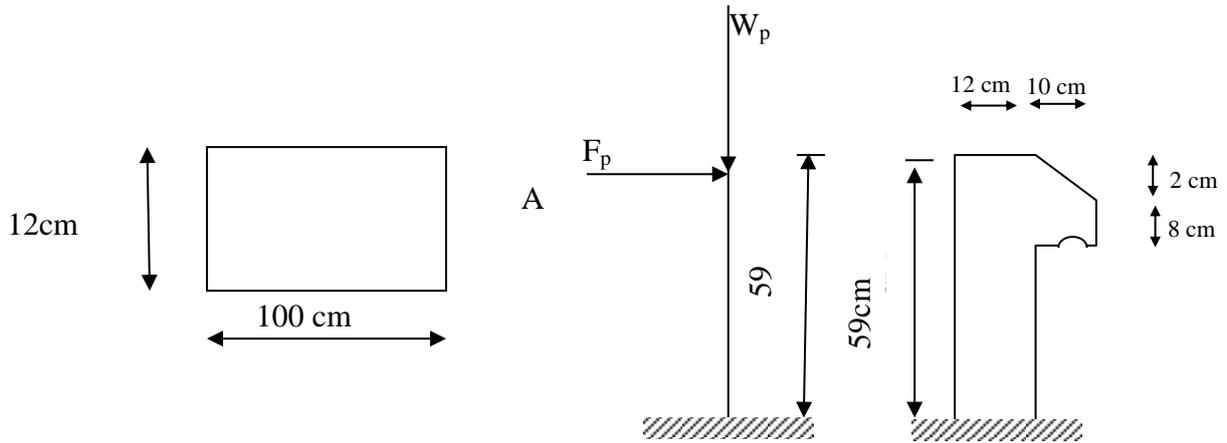


Figure II.12 : Schéma statique de l'acrotère

Surface d'acrotère:

$$S = (0,02 \times 0,1) / (2) + (0,12 \times 0,59) + (0,1 \times 0,08) = 0,0798 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0798 \times 25 = 1,995 \text{ kN/m}$$

Tableau II.9 : Descente de charge acrotère

G	1,995	KN/ml
Q (main courante)	1,00	KN

Chapitre III

Calcul et ferrailage des planchers

III.1.Introduction

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

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

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- Fonction de résistance Les planchers supportant leurs poids propre et les surcharges d'exploitations.
- Fonction d'isolation Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet a usage d'habitation et commerce et administratif, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les entre vous .Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.2.Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5\text{kN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20 cm soit (16+4) cm. 16 cm corps creux et 4 cm dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm entre axes. Hauteur du plancher : $h_t=20$ cm épaisseur de la nervure : $h_0=4\text{cm}$ Largeur de la dalle de compression: $b_0=12\text{cm}$.

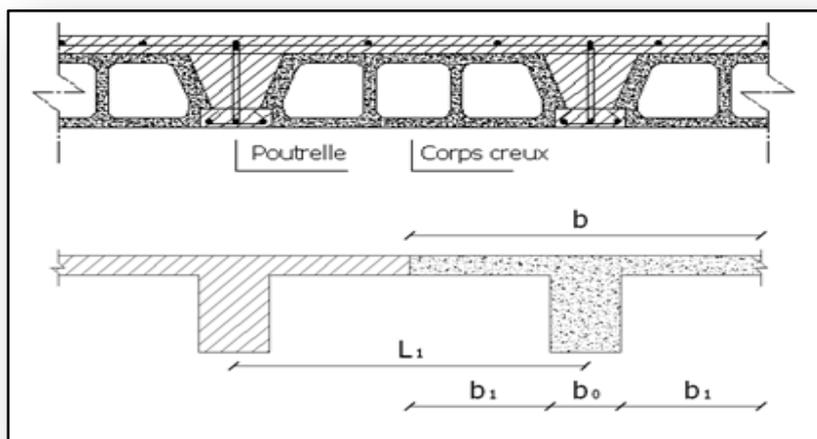


Figure III.1 : Dimensionnement des poutrelles.

➤ Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_0$$

La portée maximale est : $L = 4,50$ m et $l_1 = 65$ cm.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5$ cm

Pour avoir :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$\Rightarrow 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

III.2.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

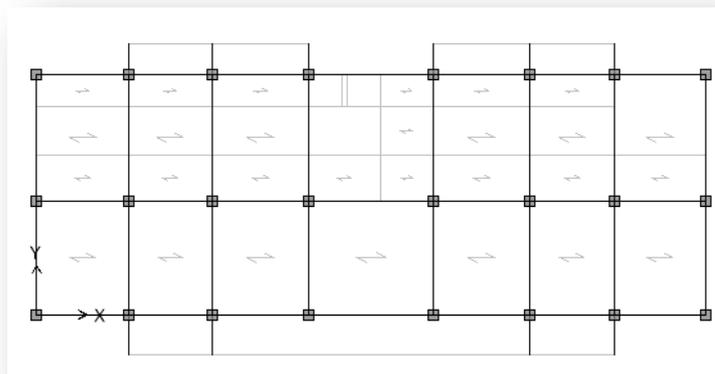


Figure III.2 : Disposition des poutrelles.

III.3. Méthode de calcul des poutrelles

III.3.1. Méthode forfaitaire

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement **B.A.E.L 91 modifier 99** est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

III.3.1.1. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- a) La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- b) Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;

- c) Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$;
- d) la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ **Méthode de calcul**

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée au niveau des planchers RDC, étages courants et terrasse c.à.d. Pas tous les rapports des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$.plus précisément le rapport entre la 3^{ème} et la 4^{ème} portée et le rapport entre la 4^{ème} et la 5^{ème} portée.

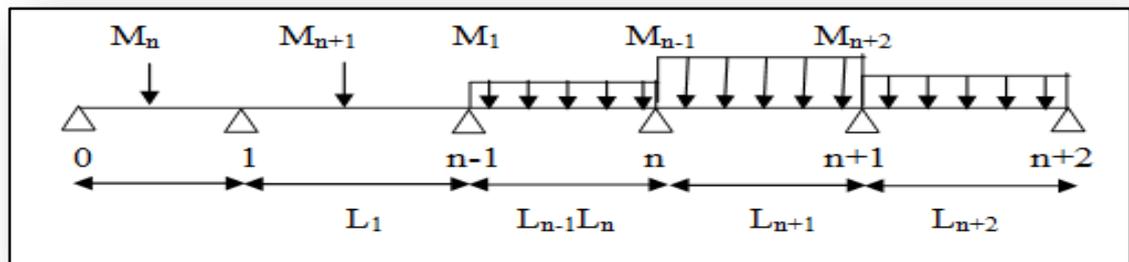
$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \geq \frac{3,8}{4,9} = 0,77 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{4,9}{3,8} = 1,28 \geq 1,25 \end{array} \right\} \text{Condition non vérifiée}$$

La 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée au niveau de plancher terrasse ; la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable pour le niveau plancher terrasse , on propose pour le calcul, la **méthode des trois moments**.

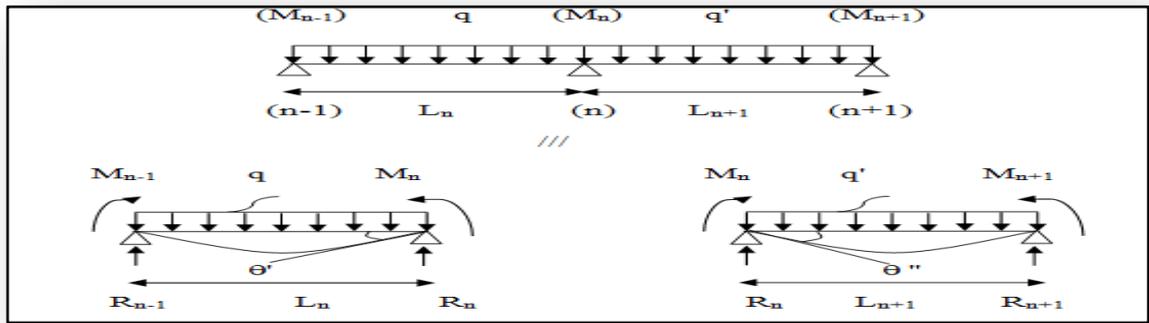
III.3.2. la méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mougín ») page 183

• **Principe de calcul de la méthode des trois moments**

Pour les poutres continues à plusieurs appuis.

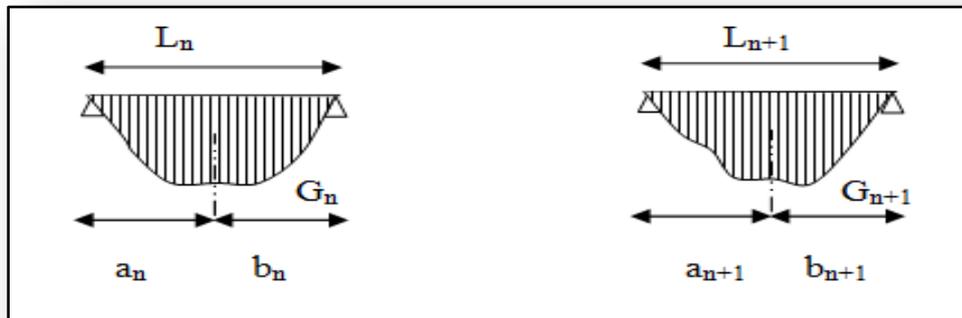


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta'=\theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} :les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$:sont la signification indiquésur la figure.

S_n et S_{n+1} : les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(M_{n+1})$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme général il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée (**EQUATION DE CLAPEYRON**).

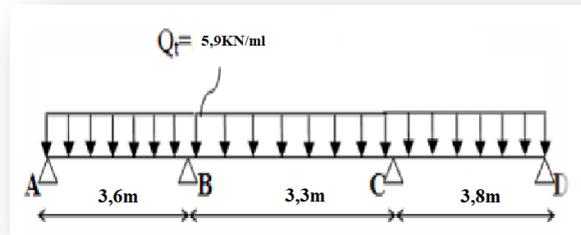
III.4.Calcul du ferrailage

III.4.1.Planchers RDC, étages courants

III.4.1.1. Etude des poutrelles planchers RDC, étages courants

- Exemple de calcul

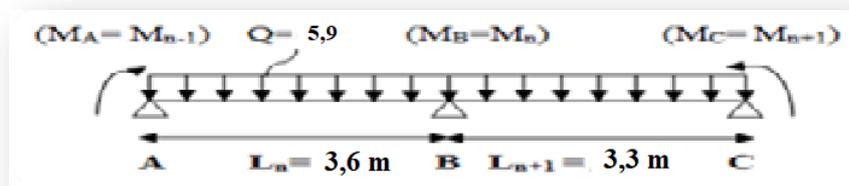
On prend comme exemple de calcul le 1^{er} type de poutrelle (avec 3 travées).



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



III.4.1.2.Sollicitations

$$G = 5,04 \times 0,65 = 3,28 \text{ KN/mL.}$$

$$Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,90 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,26 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

- Partie AB

$$M_0^{AB} = \frac{Ql^2}{8} = 9,56 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = \frac{3,60}{2} = 1,80 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 2/3 \times 3,60 \times 9,56 = 22,94 \text{ m}^2.$$

- Partie BC

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 8,03 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,65 \text{ m.}$$

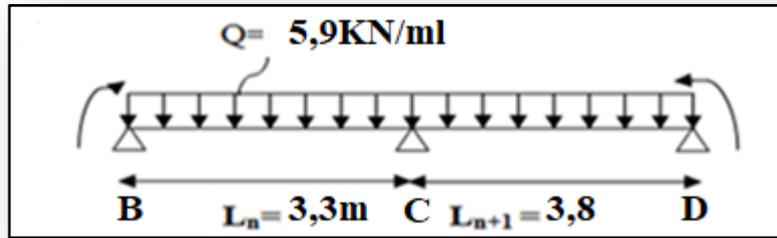
$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 2/3 \times 3,30 \times 8,03 = 17,67 \text{ m}^2.$$

Donc (1) $\Rightarrow 3,60M_A + 2(3,60 + 3,30) \cdot M_B + 3,3M_C = -6[(22,94 \times 1,8)/3,6] + (\frac{17,67 \times 1,65}{3,3})$.

Avec: $M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -1,912 \text{KN.m}$.

$13,80M_B + 3,3M_C - 6,88 = -121,83$ (1)

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



• **Partie BC**

$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 8,03 \text{KN.m}$.

$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,65 \text{ m}$.

$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 2/3 \times 3,30 \times 8,03 = 17,67 \text{ m}^2$.

• **Partie CD**

$M_0^{CD} = \frac{Ql^2}{8} = 10,64 \text{ KN.m}$.

$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,9 \text{ m}$.

$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{CD} = 2/3 \times 3,8 \times 10,64 = 26,95 \text{ m}^2$.

Donc

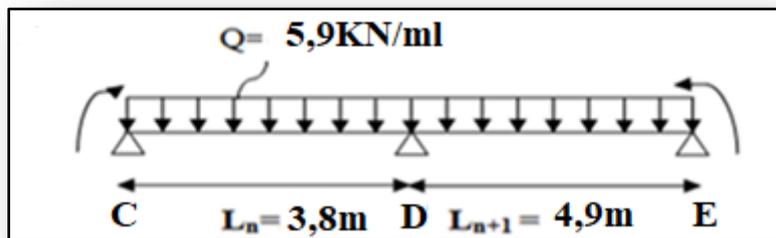
$\Rightarrow 3,30M_B + 2(3,30 + 3,80) \cdot M_C + 3,80M_D = -6[(1,65 \times 17,67/3,30) + (1,9 \times 26,95/3,80)]$.

Avec: $M_D = -0,2 \times M_0^{CD} = -2,128 \text{KN.m}$.

$3,3M_B + 14,20M_C - 8,09 = -133,86$ (2)

De(1) et(2): $M_B = -6,58 \text{KN.m}$ et $M_C = -7,33 \text{KN.m}$.

En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E



• **Partie CD**

$M_0^{CD} = \frac{Ql^2}{8} = 10,64 \text{ KN.m}$.

$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,9 \text{ m}$.

$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{CD} = 2/3 \times 3,8 \times 10,64 = 26,95 \text{ m}^2$.

• **Partie DE**

$$M_0^{DE} = \frac{Ql^2}{8} = 17,71 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,45 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{DE} = 2/3 \times 4,9 \times 17,71 = 57,85 \text{ m}^2$$

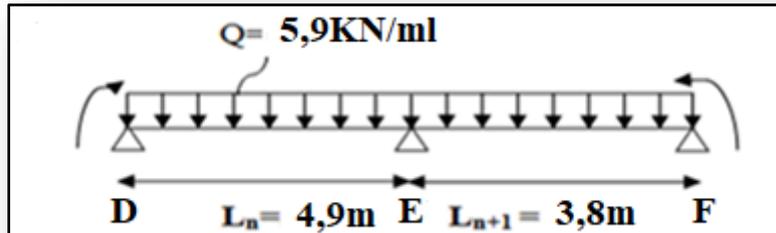
Donc

$$\Rightarrow 3,80M_C + 2(3,80 + 4,90) \cdot M_D + 4,90M_E = -6[(1,90 \times 26,95/3,80)] + (2,45 \times 57,85/4,90)].$$

Avec: $M_C = -0,2 \times M_0^{CD} = -2,128 \text{ KN.m.}$

$$17,40M_D + 4,90M_E - 8,09 = -254,4 \dots \dots \dots (3)$$

.En isolant deux travées adjacentes, on prend D-E et E-F



• **Partie DE**

$$M_0^{DE} = \frac{Ql^2}{8} = 17,71 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,45 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{DE} = 2/3 \times 4,9 \times 17,71 = 57,85 \text{ m}^2$$

• **Partie EF**

$$M_0^{EF} = \frac{Ql^2}{8} = 10,64 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,9 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{EF} = 2/3 \times 3,8 \times 10,64 = 26,95 \text{ m}^2.$$

Donc

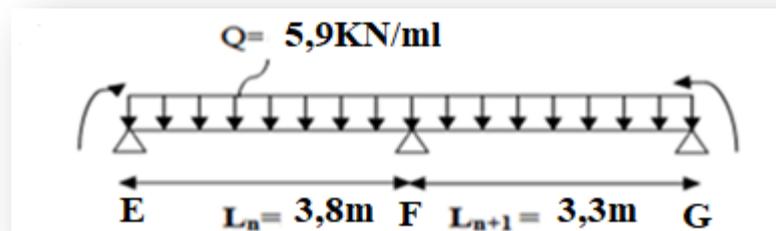
$$\Rightarrow 4,90M_D + 2(3,80 + 4,90)M_E + 3,80M_F = -6[(2,45 \times 57,85/4,90)] + (1,90 \times 26,95/3,80)].$$

Avec: $M_F = -0,2 \times M_0^{EF} = -2,128 \text{ KN.m.}$

$$4,90M_D + 17,40M_E - 8,09 = -254,4 \dots \dots \dots (4)$$

De(3) et(4): $M_D = -11,05 \text{ KN.m}$ et $M_E = -11,05 \text{ KN.m.}$

En isolant deux travées adjacentes, on prend E-F et F-G



• **Partie EF**

$$M_0^{EF} = \frac{Ql^2}{8} = 10,64 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,9 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{EF} = 2/3 \times 3,8 \times 10,64 = 26,95 \text{ m}^2.$$

• **Partie FG**

$$M_0^{FG} = \frac{Ql^2}{8} = 8,03 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,65 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{FG} = 2/3 \times 3,3 \times 8,03 = 17,65 \text{ m}^2.$$

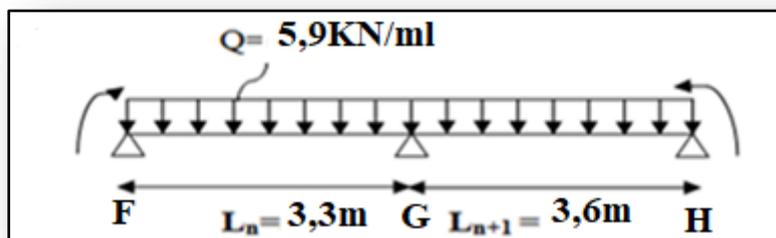
Donc

$$\Rightarrow 3,80M_E + 2(3,80 + 3,30) \cdot M_F + 3,60M_G = -6[(1,9 \times 26,95/3,80) + (1,65 \times 17,65/3,30)].$$

Avec: $M_E = -0,2 \times M_0^{EF} = -2,128 \text{ KN.m.}$

$$3,6M_G + 14,20M_F - 8,09 = -133,8 \dots \dots \dots (5)$$

.En isolant deux travées adjacentes, on prend F-G et G-H



• **Partie FG**

$$M_0^{FG} = \frac{Ql^2}{8} = 8,03 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,65 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{FG} = 2/3 \times 3,3 \times 8,03 = 17,65 \text{ m}^2.$$

• **Partie GH**

$$M_0^{GH} = \frac{Ql^2}{8} = 9,56 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = \frac{3,60}{2} = 1,80 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 2/3 \times 3,60 \times 9,56 = 22,94 \text{ m}^2.$$

Donc (1) $\Rightarrow 3,30M_F + 2(3,30 + 3,60) \cdot M_G + 3,6M_H = -6[(\frac{17,65 \times 1,65}{3,3}) + (22,94 \times 1,8)/3,6)].$

Avec: $M_H = -0,2 \times M_0^{GH} = -1,912 \text{ KN.m.}$

$$3,30M_F + 13,8M_G - 6,88 = -121,77 \dots \dots \dots (6)$$

De(5) et(6): $M_F = -7,17 \text{ KN.m}$ et $M_G = -6,60 \text{ KN.m.}$

Les moments sur appuis sont

$$M_A = -1,912 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = -6,58 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = -7,33 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = -11,05 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = -11,05 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -7,17 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -6,60 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -1,912 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant**

- Travée (AB)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (1,912 - 6,58) / 3,60 + 5,9 \times 3,60 / 2 = 9,23 \text{ KN.} \\ T_e = (1,912 - 6,58) / 3,60 - 5,9 \times 3,60 / 2 = -11,92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée (BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (6,58 - 7,33) / 3,30 + 5,9 \times 3,30 / 2 = 9,51 \text{ KN.} \\ T_e = (6,58 - 7,33) / 3,30 - 5,9 \times 3,30 / 2 = -9,96 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (CD)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (7,33 - 11,05) / 3,80 + 5,9 \times 3,80 / 2 = 10,23 \text{ KN.} \\ T_e = (7,33 - 11,05) / 3,80 - 5,9 \times 3,80 / 2 = -12,19 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (DE)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (11,05 - 11,05) / 4,90 + 5,9 \times 4,90 / 2 = 14,46 \text{ KN.} \\ T_e = (11,05 - 11,05) / 4,90 - 5,9 \times 4,90 / 2 = -14,46 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (EF)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (11,05 - 7,17) / 3,80 + 5,9 \times 3,80 / 2 = 12,23 \text{ KN.} \\ T_e = (11,05 - 7,17) / 3,80 - 5,9 \times 3,80 / 2 = -10,19 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (FG)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (7,17 - 6,60) / 3,30 + 5,9 \times 3,30 / 2 = 9,91 \text{ KN.} \\ T_e = (7,17 - 6,60) / 3,30 - 5,9 \times 3,30 / 2 = -9,56 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (GH)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (6,60 - 1,912) / 3,60 + 5,9 \times 3,60 / 2 = 11,92 \text{ KN.} \\ T_e = (6,60 - 1,912) / 3,60 - 5,9 \times 3,60 / 2 = -9,32 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Les moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l}
 M_{tAB} = M_A + M_B / 2 + M_0^{AB} = 5,31 \text{ KN.m.} \\
 M_{tBC} = 1,08 \text{ KN.m.} \\
 M_{tCD} = 1,45 \text{ KN.m.} \\
 M_{tDE} = 6,66 \text{ KN.m.} \\
 M_{tEF} = 1,53 \text{ KN.m.} \\
 M_{tFG} = 1,15 \text{ KN.m.} \\
 M_{tGH} = 5,30 \text{ KN.m.}
 \end{array} \right.$$

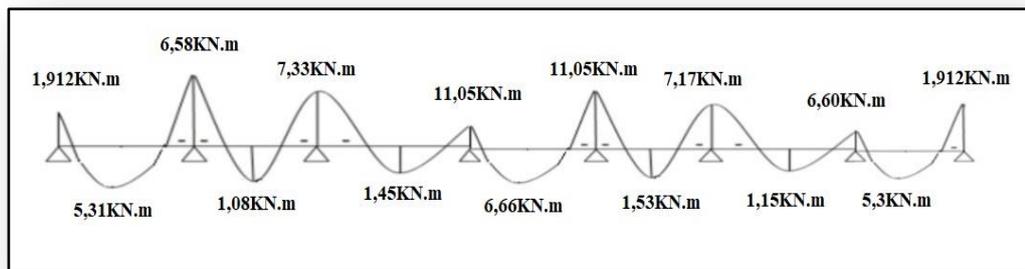


Figure.III.3. Diagramme des moments fléchissant M [KN.m] à (E.L.U).

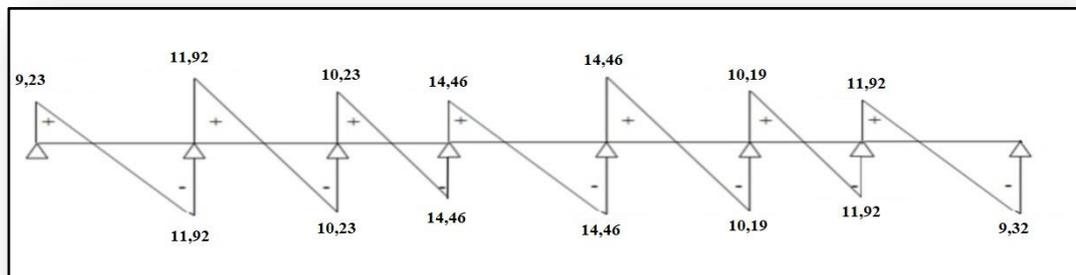


Figure.III.4. Diagramme des efforts tranchants T KNa (E.L.U).

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (RDC, Etages courants).

T	T	L (m)	E.L.U M(KN. m) et T(KN)						E.L.S M(KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	Me	Mt	T _w	T _e
1	AB	3,6	9,56	-1,912	-6,58	5,31	9,23	-11,92	6,90	-1,38	-4,76	3,83	6,73	-8,61
	BC	3,3	8,03	-6,58	-7,33	1,08	9,51	-9,96	5,80	-4,76	-5,25	0,795	6,88	-7,18
	CD	3,8	10,64	-7,33	-11,05	1,45	10,23	-12,19	7,70	-5,25	-7,98	1,085	7,38	-8,81
	DE	4,9	17,71	-11,05	-11,05	6,66	14,46	-14,46	12,79	-7,98	-7,98	4,81	10,44	-11,73
	EF	3,8	10,64	-11,05	-7,17	1,53	12,23	-10,19	7,70	-7,98	-5,20	1,11	8,83	-7,36
	FG	3,3	8,03	-7,17	-6,60	1,15	9,91	-9,56	5,80	-5,20	-4,77	0,815	7,16	-6,90
	GH	3,6	9,56	-6,60	-1,912	5,30	11,92	-9,32	6,90	-4,77	-1,38	3,825	8,61	-6,73
2	AB	3,6	9,56	-1,912	-6,58	5,31	9,23	-11,92	6,90	-4,76	-5,25	3,83	6,73	-8,61
	BC	3,3	8,03	-6,58	-7,33	1,08	9,51	-9,96	5,80	-5,25	-7,98	0,795	6,88	-7,18
	CD	3,8	10,64	-7,33	-11,05	1,45	10,23	-12,19	7,70	-7,98	-7,98	1,085	7,38	-8,81

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R
ensuit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0 \max} = 17,71 \text{ KN. m.} \\ M_{t \max} = 6,66 \text{ KN. m.} \\ M_{a(\text{rive})\max} = -1,912 \text{ KN. m.} \\ M_{a(\text{intermédiaire})\max} = -11,05 \text{ KN. m.} \\ T_{\max} = 14,46 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

III.4.1.3. Ferrailage en travée

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$\begin{cases} M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ M_{tab} = 65 \times 4 \times 15,58 (18 - 2) \cdot 10^{-3} = 64,81 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$M_{t \max} = 6,66 \text{ KN.m} < M_{tb} = 64,81 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^u < M_0.$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,66 \times 10^3}{15,58 \times (18)^2 \times 65} = 0,020 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu = 0,020 < 0,392$$

$$\text{pivot. A: } \xi_s = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,025; \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,66 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 1,07 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max [1,3 ; 1,41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max (A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max (1,41 ; 1,07) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

III.4.2. Ferrailage sur appuis

III.4.2.1. Appuis intermédiaire

$$\text{Etat- limite ultime de résistance : } M_a^u \text{ max(intermediaire)} = 11,05 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{11,05 \times 10^3}{15,58 \times (18)^2 \times 12} = 0,18 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,25 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,900.$$

$$A_{sa(\text{intermediaire})} = \frac{M_{a(\text{intermediaire})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,05 \times 10^3}{0,900 \times 18 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,96 \text{ cm}^2.$$

a)Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3;1,41]$$

$$A_{\min(\text{intermediaire})} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,96) = 1,96 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

III.4.2.2.Appuis de rive

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 1,912 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,912 \times 10^3}{15,58 \times (18)^2 \times 12} = 0,031 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,039 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984.$$

$$A_{sa(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,912 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,31 \text{ cm}^2.$$

a)Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3;1,41]$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,31) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

III.4.3.Vérifications

III.4.3.1.L'influence de l'effort tranchant

D'après le B.A.E.L91modifier 99art A.5.1 ,211

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14,46 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,67 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

III.2.3.2. Section et écartement des armatures transversales A_t

a) Diamètre des armatures transversales : (article A.7.2, 2 du B.A.E.L 91 modifier 99)

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$.

b) Calcul des espacements d'après le B.A.E.L91 modifier 99 (A.5.1, 22)

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

III.2.3.3. La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_c \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable).

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

$$f_c E = 400 \text{ MPa};$$

$$\delta_s = 1,15.$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_c} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,67 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 400} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = 2,3 \cdot 10^{-6}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 DTU page 196).

III.2.3.4. Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_c}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right).$$

$$\frac{A_t \times f_c}{b \times s_t} \geq \max(0,335; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}.$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_c} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{400} = 1,80 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,18 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte

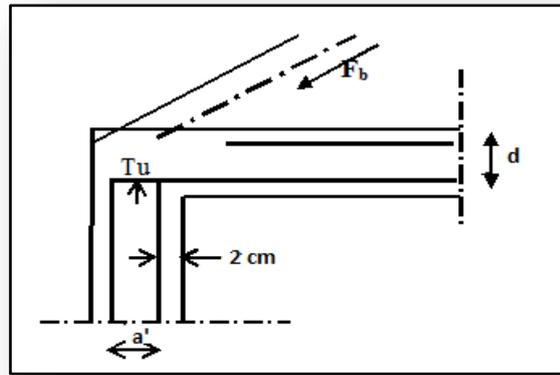


Figure III.5 : Compression de la bille d'about.

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \varphi 8 = 0,5 \text{ cm}^2 .$$

III.2.4.Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec: } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T}{a.b_0}$$

$a =$ la longueur d'appuis de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,85 f_{c28} / \gamma_b .$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,85.b_0 \cdot f_{c28}} .$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,46 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10^{-1}} = 1,70 \text{ cm} .$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2cm = 40 - 2 - 2 = 36cm .$$

$A = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 1,7 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

III.2.4.1.Vérification à L'E.L.S

a)Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{cases} \Rightarrow Si : a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa .$$

b) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100};$$

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

Tableau III.2: Vérification des compressions.

	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appuis	11,05	7,98	0,087	0,44	Condition vérifiée
Travée	6,66	4,81	0,023	0,44	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on doit vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2cm$$

tel que : l_a, l_s: Type de crochet

l_a: Longueur d'ancrage.

l_s: Longueur de scellement droit (donnée a partir du B.A.E.L91 modifier 99)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc: l_a = l_s - 24,69 φ tel que : l_s = 35 φ (F_{c28} = 25MPa; F_eE400)

$$l_a = 10,31 \varphi = 10,31 \times 1,00 = 10,31cm$$

$$\text{Alors: } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31cm$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56KN.$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 14,46KN \leq 66,56KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{1,15 \times 14,46 \times 10^3}{400} = 0,41 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,41 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

e)Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu} ; (\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres}).$$

$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$; Pour les armatures à H.A $\rightarrow \psi_s = 1,5$ d'après le tableau :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}.$$

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,8 = 15,07 \text{ cm}.$$

$$\tau_s = \frac{14,46 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 15,07} = 0,46 \text{ MPa}.$$

Donc : $\tau_s = 0,46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 2,84 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

III.4.4.2.Vérification de la flèche

D'après **B.A.E.L 91 modifiée 99** : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$

L_{max} : la portée maximale entre nus

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,50 \text{ m}$.

$$F_{adm} = \frac{450}{500} = 0,90 \text{ m}.$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,044 \geq 0,044) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} \geq \frac{4,81}{10 \times 12,79} \right) \Rightarrow (0,044 \geq 0,037) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,010 \leq \frac{4,5}{400} = 0,011 \right) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les 3 conditions sont vérifiées.
Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

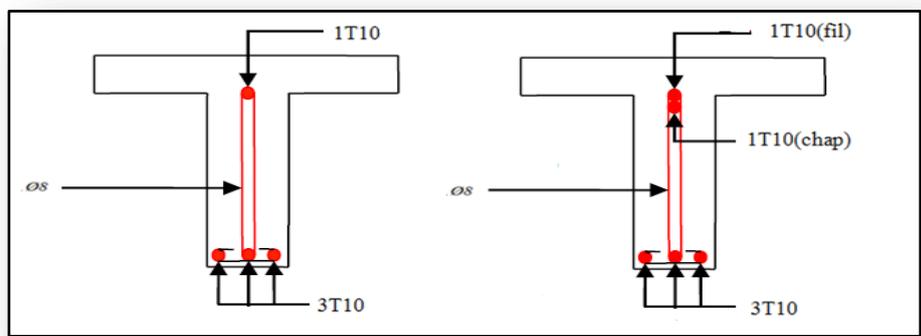


Figure III.6:Schémas ferrailage des poutrelles en travée et sur appuis de rive

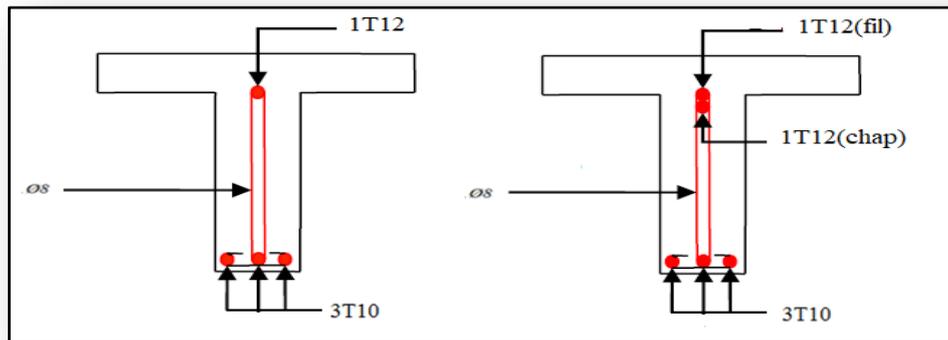


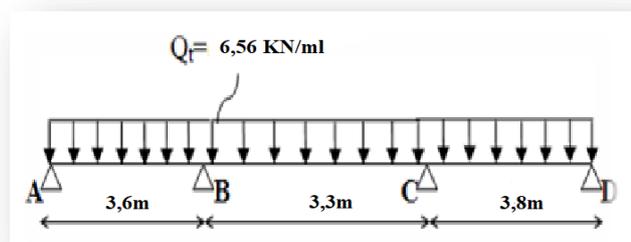
Figure III.7: Schémas ferrailage des poutrelles en travée et sur appui intermédiaire

III.4.5. Plancher terrasse

III.4.5.1. Etude des poutrelles plancher terrasse

- Exemple de calcul

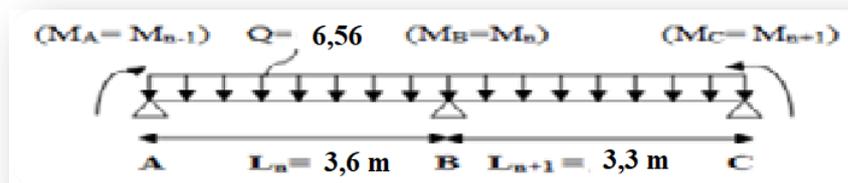
On prend comme exemple de calcul le 1^{er} type de poutrelle (avec 3 travées).



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



III.2.1.1.Sollicitations

$$G = 6,49 \times 0,65 = 4,15 \text{ KN/mL.}$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,64 \text{ KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} Q_u &= 1,35G + 1,5Q = 6,56 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} &= G + Q = 4,79 \text{ KN/ml.} \end{aligned} \right.$$

• **Partie AB**

$$M_0^{AB} = \frac{Ql^2}{8} = 10,62 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = \frac{3,60}{2} = 1,80 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3.L_n. M_0^{AB} = 2/3 \times 3,60 \times 10,62 = 25,48 \text{ m}^2.$$

• **Partie BC**

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 8,92 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,65 \text{ m.}$$

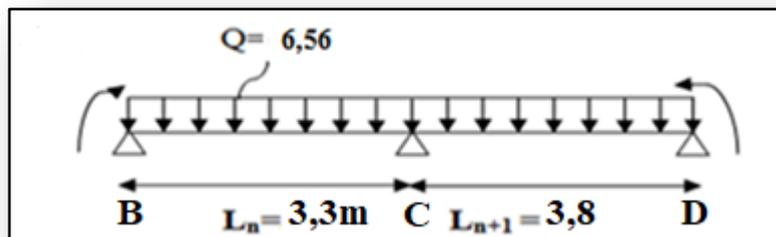
$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} . M_0^{BC} = 2/3 \times 3,30 \times 8,92 = 19,62 \text{ m}^2.$$

Donc (1) $\Rightarrow 3,60M_A + 2(3,60+3,30).M_B + 3,3M_C = -6[(25,48 \times 1,8)/3,6] + (\frac{19,62 \times 1,65}{3,3})].$

Avec: $M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -2,124 \text{ KN.m.}$

$$13,80M_B + 3,3M_C - 7,64 = -135,3 \dots \dots \dots (1)$$

En isolant deus travées adjacentes, on prend B-C et C-D



• **Partie BC**

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 8,92 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,65 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3.L_n . M_0^{BC} = 2/3 \times 3,3 \times 8,92 = 19,62 \text{ m}^2.$$

• **Partie CD**

$$M_0^{CD} = \frac{Ql^2}{8} = 11,84 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,9 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} . M_0^{CD} = 2/3 \times 3,8 \times 11,84 = 29,99 \text{ m}^2.$$

Donc

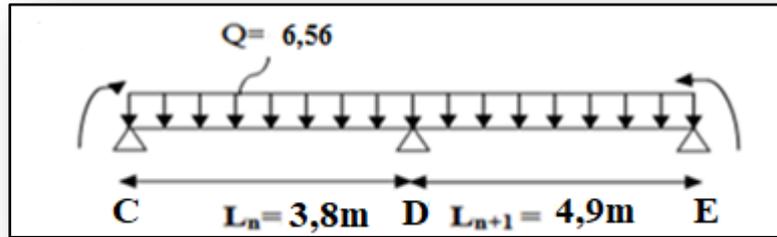
$$\Rightarrow 3,30M_B + 2(3,30+3,80).M_C + 3,80M_D = -6[(1,65 \times 19,62/3,30)] + (1,9 \times 29,99/3,80)].$$

Avec: $M_D = -0,2 \times M_0^{CD} = -2,368 \text{ KN.m.}$

$$3,3M_B + 14,20M_C - 8,99 = -148,83 \dots \dots \dots (2)$$

De(1) et(2): $M_B = -7,30 \text{ KN.m}$ et $M_C = -8,15 \text{ KN.m.}$

En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E



• **Partie CD**

$$M_0^{CD} = \frac{Ql^2}{8} = 11,84 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,9 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{CD} = 2/3 \times 3,8 \times 11,84 = 29,99 \text{ m}^2.$$

• **Partie DE**

$$M_0^{DE} = \frac{Ql^2}{8} = 19,68 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,45 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{DE} = 2/3 \times 4,9 \times 19,68 = 64,28 \text{ m}^2$$

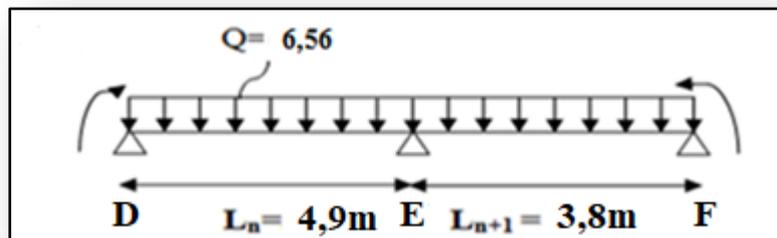
Donc

$$\Rightarrow 3,80M_C + 2(3,80 + 4,90) \cdot M_D + 4,90M_E = -6[(1,90 \times 29,99/3,80)] + (2,45 \times 64,28/4,90).$$

Avec: $M_C = -0,2 \times M_0^{CD} = -2,368 \text{ KN.m.}$

$$17,40M_D + 4,90M_E - 8,99 = -282,81 \dots \dots \dots (3)$$

.En isolant deux travées adjacentes, on prend D-E et E-F



• **Partie DE**

$$M_0^{DE} = \frac{Ql^2}{8} = 19,68 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,45 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{DE} = 2/3 \times 4,9 \times 19,68 = 64,28 \text{ m}^2.$$

• **Partie EF**

$$M_0^{EF} = \frac{Ql^2}{8} = 11,84 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,9 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{EF} = 2/3 \times 3,8 \times 11,84 = 29,99 \text{ m}^2.$$

Donc

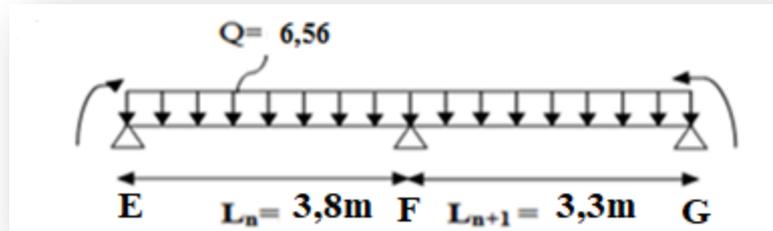
$$\Rightarrow 4,90M_D + 2(3,80 + 4,90)M_E + 3,80M_F = -6[(2,45 \times 64,28/4,90)] + (1,90 \times 29,99/3,80).$$

Avec: $M_F = -0,2 \times M_0^{EF} = -2,368 \text{ KN.m}$.

$$4,90M_D + 17,40M_E - 8,99 = -282,81 \dots\dots\dots (4)$$

De(3) et(4): $M_D = -12,27 \text{ KN.m}$ et $M_E = -12,27 \text{ KN.m}$.

En isolant deux travées adjacentes, on prend E-F et F-G



• **Partie EF**

$$M_0^{EF} = \frac{Ql^2}{8} = 11,84 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,9 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{EF} = 2/3 \times 3,8 \times 11,84 = 29,99 \text{ m}^2.$$

• **Partie FG**

$$M_0^{FG} = \frac{Ql^2}{8} = 8,92 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,65 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{FG} = 2/3 \times 3,3 \times 8,92 = 19,62 \text{ m}^2.$$

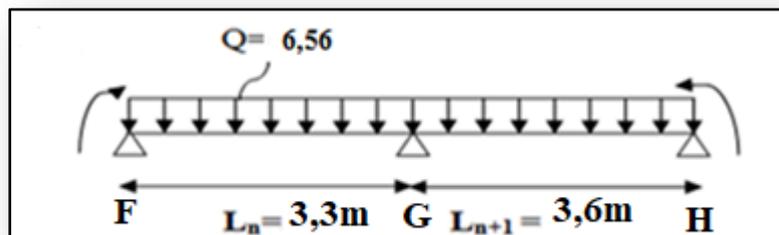
Donc

$$\Rightarrow 3,80M_E + 2(3,80 + 3,30) \cdot M_F + 3,60M_G = -6[(1,9 \times 29,99/3,80)] + (1,65 \times 19,62/3,30)].$$

Avec: $M_E = -0,2 \times M_0^{EF} = -2,368 \text{ KN.m}$.

$$3,6M_G + 14,20M_F - 8,99 = -148,83 \dots\dots\dots (5)$$

.En isolant deux travées adjacentes, on prend F-G et G-H



• **Partie FG**

$$M_0^{FG} = \frac{Ql^2}{8} = 8,92 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,65 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{FG} = 2/3 \times 3,60 \times 8,92 = 21,31 \text{ m}^2.$$

• **Partie GH**

$$M_0^{GH} = \frac{Ql^2}{8} = 10,62 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = \frac{3,60}{2} = 1,80 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 2/3 \times 3,60 \times 10,62 = 25,48 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,30M_F + 2(3,30 + 3,60) \cdot M_G + 3,6M_H = -6 \left[\left(\frac{19,62 \times 1,65}{3,3} \right) + (25,48 \times 1,8) / 3,6 \right].$$

$$\text{Avec: } M_H = -0,2 \times M_0^{GH} = -2,124 \text{ KN.m.}$$

$$3,30M_F + 13,8M_G - 7,64 = -135,3 \dots \dots \dots (6)$$

$$\text{De (5) et (6): } M_F = -7,98 \text{ KN.m et } M_G = -7,34 \text{ KN.m.}$$

Les moments sur appuis sont

$$M_A = -2,124 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = -7,30 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = -8,15 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = -12,27 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = -12,27 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -7,98 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -7,34 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -2,124 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant**

- Travée (AB)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (2,124 - 7,3) / 3,60 + 6,56 \times 3,60 / 2 = 10,37 \text{ KN.} \\ T_e = (2,124 - 7,3) / 3,60 - 6,56 \times 3,60 / 2 = -13,24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée (BC)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (7,3 - 8,15) / 3,30 + 6,56 \times 3,30 / 2 = 10,56 \text{ KN.} \\ T_e = (7,3 - 8,15) / 3,30 - 6,56 \times 3,30 / 2 = -11,08 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (CD)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (8,15 - 12,27) / 3,80 + 6,56 \times 3,80 / 2 = 11,37 \text{ KN.} \\ T_e = (8,15 - 12,27) / 3,80 - 6,56 \times 3,80 / 2 = -13,54 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (DE)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (12,27 - 12,27) / 4,90 + 6,56 \times 4,90 / 2 = 16,07 \text{ KN.} \\ T_e = (12,27 - 12,27) / 4,90 - 6,56 \times 4,90 / 2 = -16,07 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (EF)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (12,27 - 7,34) / 3,80 + 6,56 \times 3,80 / 2 = 13,59 \text{ KN.} \\ T_e = (12,27 - 7,34) / 3,80 - 6,56 \times 3,80 / 2 = -11,33 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (FG)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (7,98 - 7,34) / 3,30 + 6,56 \times 3,30 / 2 = 11,01 \text{ KN.} \\ T_e = (7,98 - 7,34) / 3,30 - 6,56 \times 3,30 / 2 = -10,63 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée (GH)

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= (7,34-2,124)/3,60 + 6,56 \times 3,60/2 = 13,25 \text{KN.} \\ T_e &= (7,34-2,124)/3,60 - 6,56 \times 3,60/2 = -10,36 \text{KN.} \end{aligned} \right.$$

Les moments en travée

$$\left\{ \begin{aligned} M_{tAB} &= M_A + M_B / 2 + M_0^{AB} = 5,90 \text{KN.m.} \\ M_{tBC} &= 1,195 \text{KN.m.} \\ M_{tCD} &= 1,63 \text{KN.m.} \\ M_{tDE} &= 7,41 \text{KN.m.} \\ M_{tEF} &= 1,715 \text{KN.m.} \\ M_{tFG} &= 1,26 \text{KN.m.} \\ M_{tGH} &= 5,568 \text{KN.m.} \end{aligned} \right.$$

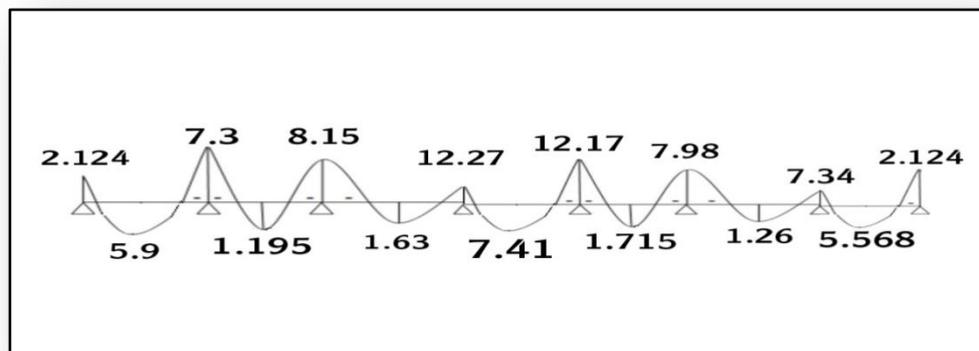


Figure.III.8.Diagramme des moments fléchissant M [KN.m] à (E.L.U).

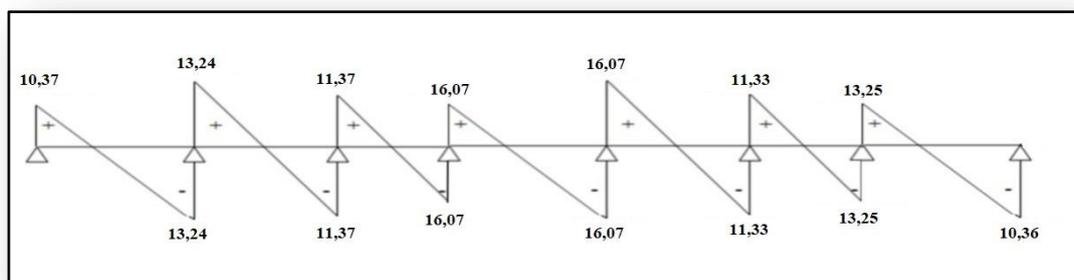


Figure.III.9.Diagramme des efforts tranchants T KNa (E.L.U).

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).

T	T	L (m)	E.L.U M(KN. m) et T(KN)						E.L.S M(KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	Me	Mt	T _w	T _e
1	AB	3,6	10,62	-2,124	-7,3	5,9	10,37	-13,24	7,76	-1,552	-5,33	4,319	5,57	-9,69
	BC	3,3	8,92	-7,3	-8,15	1,195	10,56	-11,08	6,52	-5,33	-5,94	0,885	7,71	-8,08
	CD	3,8	11,84	-8,15	-12,27	1,63	11,37	-13,54	8,64	-5,94	-8,96	1,19	8,3	-9,89
	DE	4,9	19,68	-12,27	-12,27	7,41	16,07	-16,07	14,37	-8,96	-8,96	5,41	11,73	-11,73
	EF	3,8	11,84	-12,27	-7,98	1,715	13,59	-11,33	8,64	-8,96	-5,82	1,25	9,92	-8,27
	FG	3,3	8,92	-7,98	-7,34	1,26	11,01	-10,63	6,52	-5,82	-5,36	0,93	8,04	-7,76
	GH	3,6	10,62	-7,34	-2,124	5,568	13,25	-10,36	7,76	-5,36	-1,552	4,304	9,67	-7,56
2	AB	3,6	10,62	-2,124	-7,3	5,9	10,37	-13,24	7,76	-1,552	-5,33	4,319	5,57	-9,69
	BC	3,3	8,92	-7,3	-8,15	1,195	10,56	-11,08	6,52	-5,33	-5,94	0,885	7,71	-8,08
	CD	3,8	11,84	-8,15	-12,27	1,63	10,37	-13,54	8,64	-5,94	-8,96	1,19	8,3	-9,89

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R
ensuit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\begin{cases} M_{0 \max} = 19,68 \text{ KN. m.} \\ M_{t \max} = 7,41 \text{ KN. m.} \\ M_{a(\text{rive})\max} = -2,124 \text{ KN. m.} \\ M_{a(\text{intermédiaire})\max} = -12,27 \text{ KN. m.} \\ T_{\max} = 16,07 \text{ KN.} \end{cases}$$

III.4.5.3.Ferrailage en travée

a)Vérification de l'étendue de la zone comprimé

$$\begin{cases} M_{t \text{ ab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ M_{t \text{ ab}} = 65 \times 4 \times 15,58(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 64,81 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$M_{t \max} = 7,41 \text{ KN.m} < M_{tb} = 64,81 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^u < M_0.$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

b) Vérification de l'existant des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,41 \times 10^3}{15,58 \times (18)^2 \times 65} = 0,070 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\mu = 0,070 < 0,392$$

$$\text{pivot.A: } \xi_s = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,09; \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,41 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 1,18 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3 ; 1,41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max\left(A_{\min}; A_{\text{cal}}\right) = \max(1,41 ; 1,18) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

III.4.6. Ferrailage sur appuis

III.4.6.1. Appuis intermédiaire

$$\text{Etat- limite ultime de résistance : } M_a^u \text{ max(intermediaire)} = 12,27 \text{ KN.m.}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{12,27 \times 10^3}{15,58 \times (18)^2 \times 12} = 0,20 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,281 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,887.$$

$$A_{sa(\text{intermediaire})} = \frac{M_{a(\text{intermediaire})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,27 \times 10^3}{0,887 \times 18 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2,20 \text{ cm}^2.$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

$$A_{\min(\text{intermediaire})} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 2,20) = 2,20 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

III.4.6.2. Appuis de rive

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 2,124 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,124 \times 10^3}{15,58 \times (18)^2 \times 12} = 0,035 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,044 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982.$$

$$A_{sa(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,124 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0,34 \text{ cm}^2.$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,34) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Le choix

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

III.4.7. Vérifications**III.4.7.1. L'influence de l'effort tranchant**

D'après le B.A.E.L91 modifier 99 art A.5.1 ,211

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16,07 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,74 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

III.4.7.2. Section et écartement des armatures transversales A_t

a) Diamètre des armatures transversales : (article A.7.2, 2 du B.A.E.L 91 modifier 99)

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$.

b) Calcul des espacements d'après le B.A.E.L91 modifier 99 (A.5.1, 22)

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

III.4.7.3. La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (fissuration non préjudiciable).

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

$$f_e E = 400 \text{ MPa};$$

$$\delta_s = 1,15.$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,74 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 400} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = 6,32 \cdot 10^{-6}.$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91 modifier 99 DTU page 196).

III.4.7.4. Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right).$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max(0,37; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}.$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{400} = 1,80 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,18 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte

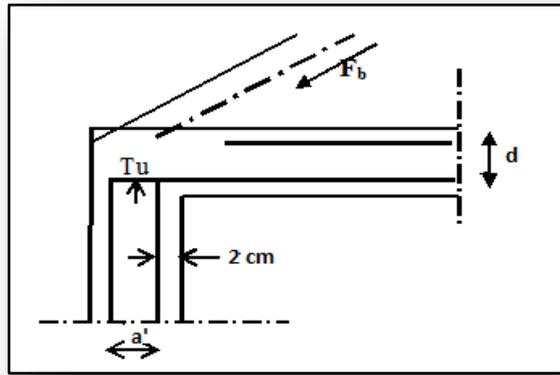


Figure III.10 : Compression de la bille d'about.

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \varphi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

III.4.8.Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la biellette est

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec: } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'o\grave{u} : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T_u}{a.b_0}$$

a = la longueur d'appuis de la biellette $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,85 f_{c28} / \gamma_b.$$

$$\frac{2T_u}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,85.b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,07 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10^{-1}} = 1,89 \text{ cm.}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2cm = 40 - 2 - 2 = 36cm.$$

A = min (36 cm ; 16,2 cm)=16,2cm > 1,89cm.....Condition vérifiée.

III.4.8.1.Vérification à L'E.L.S

a)Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_c E400 \end{cases} \Rightarrow Si : a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

b) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100};$$

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

Tableau III.4: Vérification des compressions.

	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appuis	12,27	8,96	0,087	0,434	Condition vérifiée
Travée	7,41	5,41	0,023	0,434	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

c)Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appuis de rive ou intermédiaire on doit vérifier que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2cm$$

tel que : l_a, l_s:Type de crochet

l_a:Longueur d'ancrage.

l_s:Longueur de scellement droit (donnée a partir du B.A.E.L91 modifier 99)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc:l_a = l_s - 24,69 φ tel que : l_s = 35 φ (F_{c28} = 25MPa; F_eE400)

$$l_a = 10,31 \varphi = 10,31 \times 1,00 = 10,31cm$$

$$\text{Alors:} a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31cm$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56KN.$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 16,07KN \leq 66,56KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{1,15 \times 16,07 \times 10^3}{400} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,46 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

e)Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu} ; (\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres}).$$

$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$; Pour les armatures à H.A $\rightarrow \psi_s = 1,5$ d'après le tableau :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}.$$

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,8 = 15,07 \text{ cm}.$$

$$\tau_s = \frac{16,07 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 15,07} = 0,51 \text{ MPa}.$$

Donc : $\tau_s = 0,51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

III.4.8.2.Vérification de la flèche

D'après **B.A.E.L 91 modifiée 99** : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$

L_{max} : la portée maximale entre nus

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,50 \text{ m}$.

$$F_{adm} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ m}.$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,044 \geq 0,044) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{450} \geq \frac{5,41}{10 \times 14,37} \right) \Rightarrow (0,044 \geq 0,037) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,010 \leq \frac{4,5}{400} = 0,011 \right) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les 3 conditions sont vérifiées.
Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

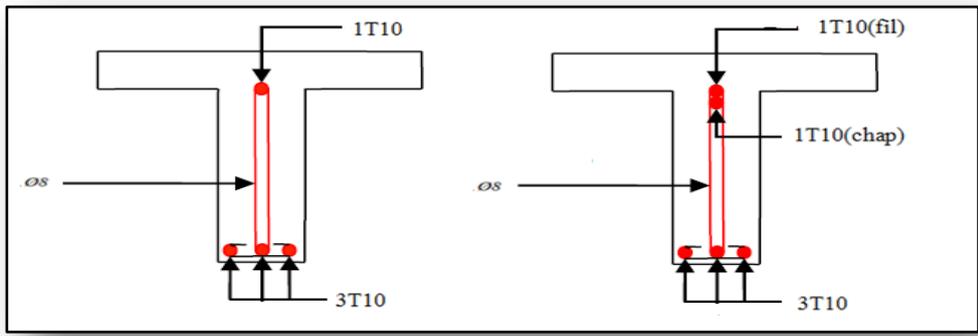


Figure III.11:Schémas ferrailage des poutrelles en travée et sur appuis de rive

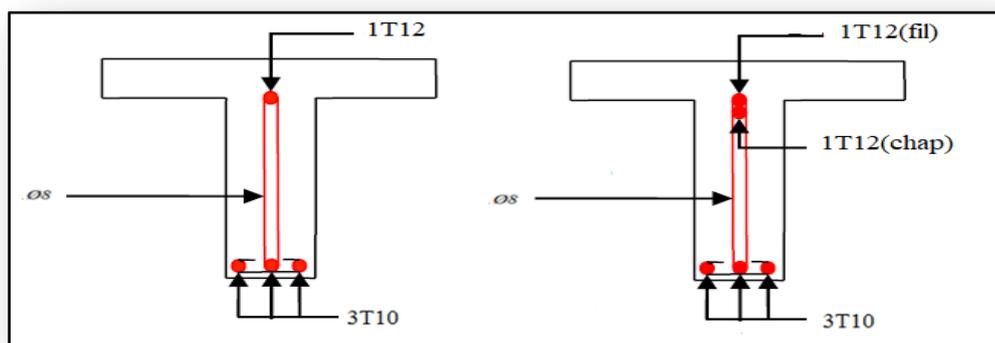


Figure III.12: Schémas ferrailage des poutrelles en travée et sur appuis intermédiaire

III.5. Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (6 barre par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

20cm (6 barre par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ **Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles**

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm.}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures.

➤ **Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m.}$$

$$Fe = 400\text{MPa.}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 400 = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 5 \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{//} \geq 0,98/2 = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On prend } A_{//} = 5 \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 5$ avec un espacement de 25 cm.

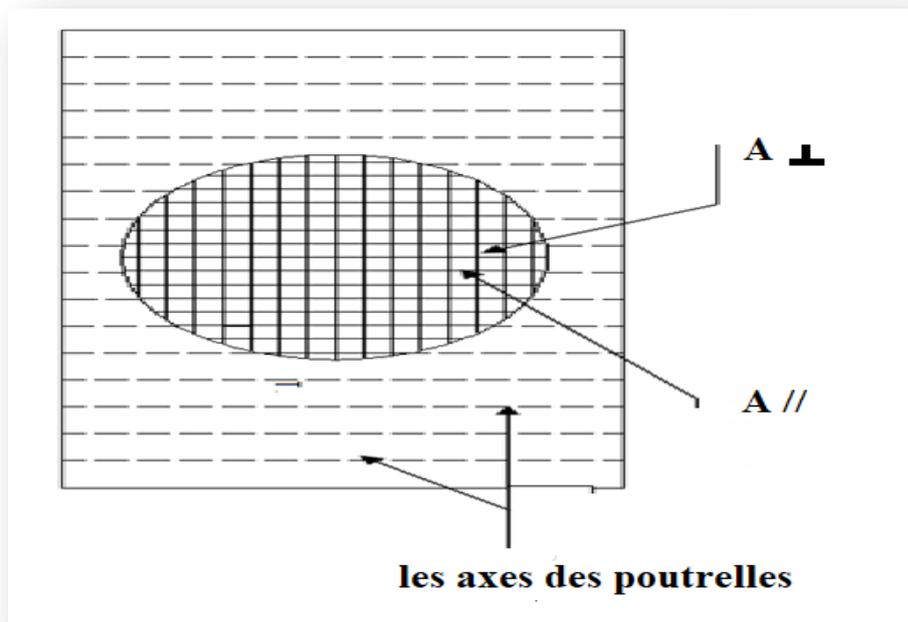


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.6.Étude de la dalle pleine

Épaisseur minimale requise h_0

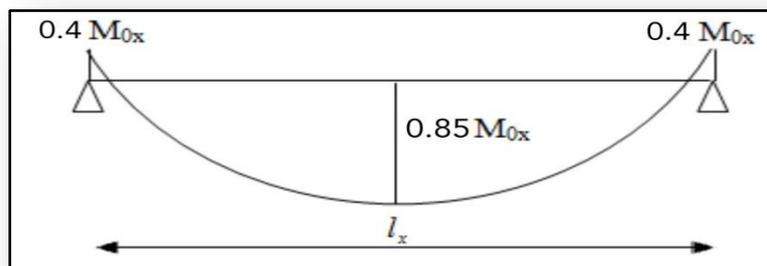


Figure III.14 : Panneau de dalle le plus sollicité.

Avec

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si} \quad \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si} \quad \alpha > 0.4$$

L_x : la petite portée du panneau de dalle.

L_y : la grande portée du panneau de dalle.

- Panneau De dalle pleine

$$\alpha = \frac{160}{330} = 0,49$$

$$L_x = 160 \text{ cm} ; L_y = 330 \text{ cm.}$$

a) Chargement➤ **Charge permanente**

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Charge d'exploitation**

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

➤ **Charge ultime**

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 9,89 \text{ KN/m.}$$

b) Sollicitations

$$\alpha = \frac{I_x}{I_y} = \frac{160}{330} = 0,48.$$

$0,4 < 0,49$ la dalle travaille suivant les deux sens.

c) Moment isostatique➤ **Sens I_x**

$$M_{ox} = \frac{q \cdot l_x^2}{8} = \frac{9,89 \times 1,6^2}{8} = 3,16 \text{ KN. m.}$$

➤ **Sens I_y**

$$M_{oy} = \frac{q \cdot l_y^2}{8} = \frac{9,89 \times 3,3^2}{8} = 13,46 \text{ KN. m.}$$

d) Moments en travée et sur appuis

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 2,68 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 11,44 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ax} = 0,4 \times M_{ox} = 1,26 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ay} = 0,4 \times M_{oy} = 5,38 \text{ KN. m.}$$

e) Calcul de ferrailage**III.6.1 : Les vérifications à E.L.U**

Pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$).

e.1) Les armatures inférieures (en travée)➤ **Sens L_x**

$$M_{tx} = 2,68 \text{ KN. m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{2,68 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,023 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,995$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,68 \times 10^3}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

e.2) Les armatures supérieures (sur appui)

$$M_{ax} = 1,26 \text{ KN. m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{1,26 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,004 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,014 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,998.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,26 \times 10^3}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,268 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

e.1) Les armatures inférieures (en travée)

➤ Sens Ly

$$M_{ly} = 11,44 \text{ KN. m.}$$

e.2) Les armatures supérieures (sur appui)

$$M_{ay} = 5,38 \text{ KN. m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,38 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,020 < 0,392 \Rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,020 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,998.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,26 \times 10^3}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

e.3) Pourcentage minimal des armatures

Pour les armatures A_x placées à la partie inférieure de la dalle // à lx :

$$A_{x \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

➤ En travée

$$A_{lx} = \max (A_{x \min}; A_{sx}) = \max (1,63 ; 0,57) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ Sur appui

$$A_a = \max (A_{x \min}; A_a) = \max (1,63 ; 0,268) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Pour les armatures A_y placées à la partie supérieure de la dalle // à ly :

$$A_{y \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

➤ En travée

$$A_{ly} = \max (A_{y \min}; A_{sy}) = \max (1,63 ; 2,49) = 2,49 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ Sur appui

$$A_a = \max (A_{y \min}; A_a) = \max (1,63 ; 0,99) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

e.4) Choix des aciers

Diamètre

$$\phi \leq (h_0 / 10).$$

$$D'où : \phi \leq 150 / 10.$$

$$\text{Et puis : } \phi \leq 15 \text{ mm}$$

e.5) Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

$$\text{sens } L_x \begin{cases} S_{tx} \leq \min (2. h_0 ; 25 \text{ cm}); \\ S_{tx} \leq \min (2.15 ; 25 \text{ cm}); \\ S_{tx} \leq 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{sens } L_y \begin{cases} S_{ty} \leq \min (2. h_0 ; 25 \text{ cm}); \\ S_{ty} \leq \min (2.15 ; 25 \text{ cm}); \\ S_{ty} \leq 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

e.6) Le choix des aciers

➤ **En travée**

Sens Lx $\begin{cases} A_{tx} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T10 \text{ P/m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 20 \text{ cm.} \end{cases}$

➤ **Sur appui**

$\begin{cases} A_a = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_a \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 6T10 \text{ P/m} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm.} \end{cases}$

➤ **En travée**

Sens Ly $\begin{cases} A_{ty} = 2,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ P/m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ S_t = 25 \text{ cm.} \end{cases}$

➤ **Sur appui**

$\begin{cases} A_a = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_a \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ P/m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm.} \end{cases}$

e.7) Nécessité de disposer des armatures transversales

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha > 0,4 \begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{9,89 \times 1,6 \times 3,3}{2 \times 3,3 + 1,6} = 6,36 \text{ KN.} \\ V_y = \frac{q \times l_x \times l_y}{3l_y} = \frac{9,89 \times 1,6 \times 3,3}{3 \times 3,3} = 5,27 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{6,36 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,047 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{5,27 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,039 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa.}$$

$\tau_{ux} = 0,047 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$\tau_{uy} = 0,039 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

De (1), (2) et (3) :Pas de risque de cisaillement.

III.6.2.Les vérifications à L'E.L.S

f.1) Chargement

➤ **Charge permanente**

$G=5,11 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Charge d'exploitation**

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

➤ **Charge service**

$$Q_{\text{ser}}=(G+Q) = 7,11 \text{ KN/m}.$$

f.2) Sollicitations

$$\alpha = \frac{I_x}{I_y} = \frac{160}{330} = 0,48.$$

$0,4 < 0,48$ la dalle travaille suivant les deux sens.

➤ **Moment isostatique**

• **Sens l_x**

$$M_{\text{ox}} = \frac{q.l_x^2}{8} = \frac{7,11 \times 1,6^2}{8} = 2,27 \text{ KN. m}.$$

• **Sens l_y**

$$M_{\text{oy}} = \frac{q.l_y^2}{8} = \frac{7,11 \times 3,3^2}{8} = 9,67 \text{ KN. m}.$$

f.2) Moments en travée et sur appuis

$$M_{\text{tx}} = 0,85 \times M_{\text{ox}} = 1,92 \text{ KN. m}.$$

$$M_{\text{ty}} = 0,85 \times M_{\text{oy}} = 8,21 \text{ KN. m}.$$

$$M_{\text{ax}} = 0,4 \times M_{\text{ox}} = 0,91 \text{ KN. m}.$$

$$M_{\text{ay}} = 0,4 \times M_{\text{oy}} = 3,86 \text{ KN. m}.$$

g) Vérification des contraintes dans le béton

➤ **Suivant L_x**

• **En travée**

$$M_{\text{tx}} = 1,92 \text{ KN.m} ;$$

$$A_t = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{mL} ; A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y)

$$Y = \frac{by^2}{2} + n.A'_s(y-d) - nA_s(d-y) = 0.$$

On à :

$$A'_s = 0 ; \text{ et } n = 15.$$

D'ou :

$$50y^2 + 15 \times 0,42(y - 13,5) = 0.$$

Donc

$$y = 1,24 \text{ cm}.$$

• **Calcul du moment d'inertie**

$$I = by^3/12 + 15A_s(d-y)^2.$$

$$I = 100. (1,24)^3/12 + 15. 0,42 (13,5 - 1,24)^2 \Rightarrow I = 962,82 \text{ cm}^4.$$

• **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K.y = (M_{\text{ser}}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,92.10^3}{962,82} \times 1,24 = 2,47 \text{ MPa}.$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

Alors

$$\sigma_{bc} = 1,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'**E.L.S** conviennent.

- **Sur appuis**

$$M_a = 0,91 \text{ KN.m} ; A_a = 0,19 \text{ cm}^2/\text{ml} , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y)

$$Y = 1,24 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie (I)

$$I = 444,26 \text{ cm}^4.$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,91 \cdot 10^3}{444,26} \times 1,24 = 2,53 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

$$\sigma_{bc} = 2,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Suivant L_y**

- **En travée**

$$M_{ty} = 8,21 \text{ KN.m} ;$$

$$A_t = 1,77 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = \frac{bx^2}{2} + n \cdot A'_s (x - d) - n A_s (d - x) = 0.$$

On a :

$$A'_s = 0 ; \text{ et } n = 15.$$

D'où :

$$50x^2 + 15 \times 1,77(x - 13,5) = 0.$$

Donc

$$x = 2,625 \text{ cm.}$$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = bx^3/12 + 15A_s(d - x)^2.$$

$$I = 100 \cdot (2,625)^3/12 + 15 \cdot 1,77 (13,5 - 2,625)^2 \Rightarrow I = 3290,68 \text{ cm}^4.$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,21 \cdot 10^3}{3290,68} \times 2,625 = 6,54 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

Alors

$\sigma_{bc}=6,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à l'**E.L.S** conviennent.

- **Sur appuis**

$$M_a = 3,86 \text{ KN.m} ; A_a = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml} , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = 2,625 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie (I)

$$I = 1551,50 \text{ cm}^4.$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3,86 \cdot 10^3}{1551,50} \times 2,625 = 6,53 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

$\sigma_{bc} = 6,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

h) Disposition du ferrailage

➤ **Arrêt des barres**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$$F_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Donc

$$L_s = 40 \times \Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

➤ **Arrêt des barres sur appuis**

$$L_1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(40 \text{ cm} ; 32 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow L_2 = 40 \text{ cm.}$$

➤ **Arrêt des barres en travée**

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis. à raison d'un sur deux. Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 160 / 10 = 16 \text{ cm.}$$

i) Armatures finales

$$\text{Suivant } L_x : A_t = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 6\text{T}10 / \text{mL} \quad \text{avec } St = 20 \text{ cm} ;$$

$$A_a = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 6\text{T}10/\text{mL} \quad \text{avec } St = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Suivant } L_y : A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}10 / \text{mL} \quad \text{avec } St = 25 \text{ cm} ;$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 5\text{T}10/\text{mL} \quad \text{avec } St = 25 \text{ cm.}$$

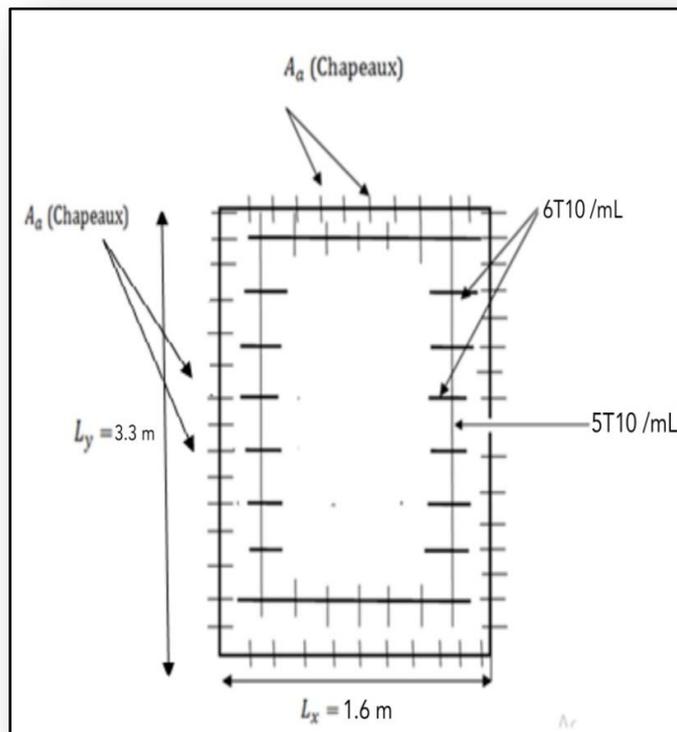


Figure III.15: Schéma ferrailage supérieur du panneau de la dalle pleine.

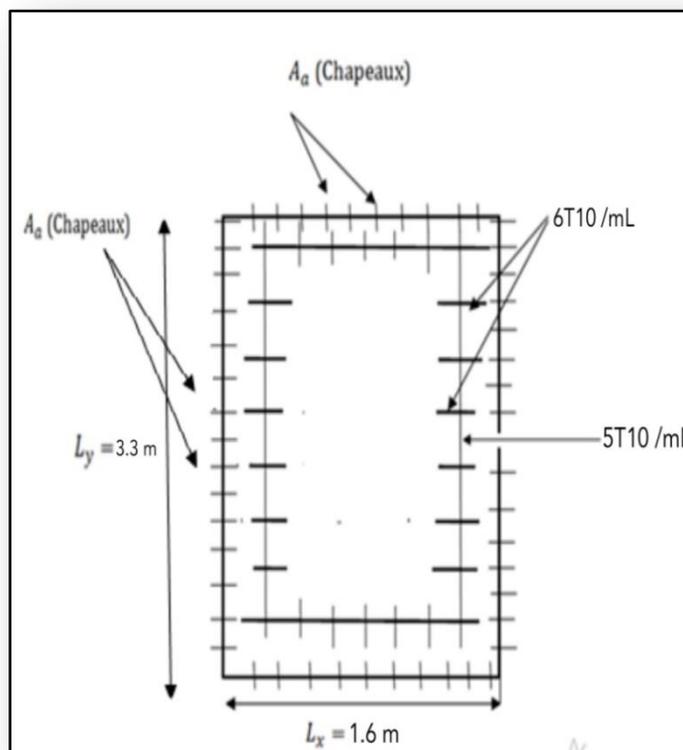


Figure III.16: Schéma ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre nous rappelons que nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux(16+4) cm.
- Plancher à dalle pleine (ép=15 cm).

Le calcul se fait pour les élément suivants :

- Poutrelles.
- Dalle de compression (4 cm).
- Dalle pleine (ép=15 cm).

Chapitre IV

**Calcul et ferrailage des
éléments non structuraux**

IV. 1.Introduction

Il est considéré comme élément secondaire, tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- l'acrotère ;
- les balcons ;
- Les escaliers ;
- la dalle d'ascenseur.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles (**B.A.E.L 91 modifiée 99**) et les Règles Parasismiques Algériennes en vigueur (**R.P.A 99/version 2003**).

IV.1.2.Acrotère

L'acrotère se modélise en une console verticale encastré à sa base dans la poutre du plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à une main courante

($N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$). Le séisme qui crée un moment de renversement.

IV.2.Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée ;
- La fissuration est considérée comme préjudiciable ;
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

L'acrotère correspondre aux notre structure à une dimension de 60 cm d'hauteur et 10 cm d'épaisseur.

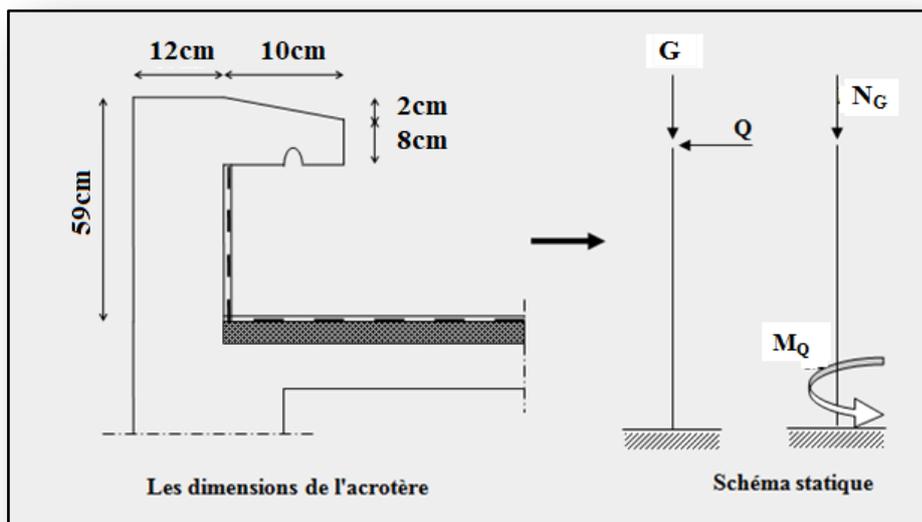


Figure IV.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

➤ Géométrie

La surface : $S = 0,0798 \text{ m}^2$.

L'épaisseur : $h_0 = 12 \text{ cm}$.

La hauteur : $h = 59 \text{ cm}$.

L'enrobage : $C = C' = 2 \text{ cm}$.

IV.2.1. Matériau

- Béton résistance : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Acier de limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

D'après le (R.P.A 99/version 2003 Article 6.3) : $F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p$.

Les coefficients A , C_p et W_p sont obtenus par le R.P.A 99/version 2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère : $W_p = S \times \gamma_b = 0,0798 \times 25 = 1,995 \text{ KN}$.

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,995 = 0,9576 \text{ KN}$.

➤ E.L.U

La charge permanente ultime : $N_u = 1,35 \cdot W_p = 2,69 \text{ KN}$.

La surcharge d'exploitation ultime : $Q_u = 1,5 \cdot F_p = 1,43 \text{ KN}$.

Moment d'encastrement : $M_u = Q_u \cdot h = 0,847 \text{ KN.m}$.

➤ **E.L.S**

La charge permanente ultime : $N_s = W_p = 1,995 \text{ KN}$.

La surcharge d'exploitation ultime : $Q_s = F_p = 0,9576 \text{ KN}$.

Moment d'encastrement : $M_s = Q_s \cdot h = 0,564 \text{ KN.m}$.

IV.2.1.1. Calcul de l'excentricité➤ **L'excentricité de 1^{er} ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,31 \text{ m.}$$

➤ **L'excentricité additionnelle**

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; L/250) = 2 \text{ cm.}$$

➤ **L'excentricité de 2^{ème} ordre**

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha \cdot \emptyset)$$

$$l_f = 2 \times L = 1,18 \text{ m} ;$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_u} \right) = 3,33 ;$$

$$\emptyset = 0 \implies e_2 = 0,00141 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,04 \text{ m.} \\ e_0 = 0,331 \text{ m.} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,03 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\implies e_0 > \left(\frac{h_0}{2} - C' \right) \implies \text{la section partiellement comprimée.}$$

IV.2.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendu➤ **E.L.U**

$$e_{ua} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,379 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = N_{ua} \cdot e_{ua} = 1,01 \text{ KN.m.}$$

➤ **E.L.S**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,378 \text{ m.}$$

$$e_{sa} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,379 \text{ m.}$$

$$M_{sa} = N_{sa} \cdot e_{sa} = 0,755 \text{ KN.m.}$$

IV.2.3. Calcul de ferrailage

Tableau IV.1 : Calcul de ferrailage.

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : ➤ Alors $\mu < \mu_i$ « Pas d'aciers comprimés ». ➤ Alors $\mu > \mu_i$ « Acier comprimés nécessaires ».	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,0107$ Pas d'aciers comprimés.
Calcul des paramètres caractéristique de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,013$
Ordonné de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$Y = 0,001 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0,4\alpha)$	$Z_b = 0,079 \text{ m}$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$\frac{M_{ua}}{f_{su} \cdot Z_b}$	$A_u = 0,353 \text{ cm}^2$.
Condition de non fragilité	$0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$.
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
4 ϕ 8		
Les armatures de répartition	A/4	0,50 cm ²
4 ϕ 8		

IV.2.3.1. Vérification à L'E.L.S

➤ Vérification des l'effort tranchants

Tableau IV.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$	$\tau_u = 0,018\text{MPa}$
Contrainte tangente limite	$\text{Min} (0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa})$	2,5 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min} (0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa})$	$0,018\text{ MPa} \leq 2,5\text{ MPa}$ condition vérifiée.

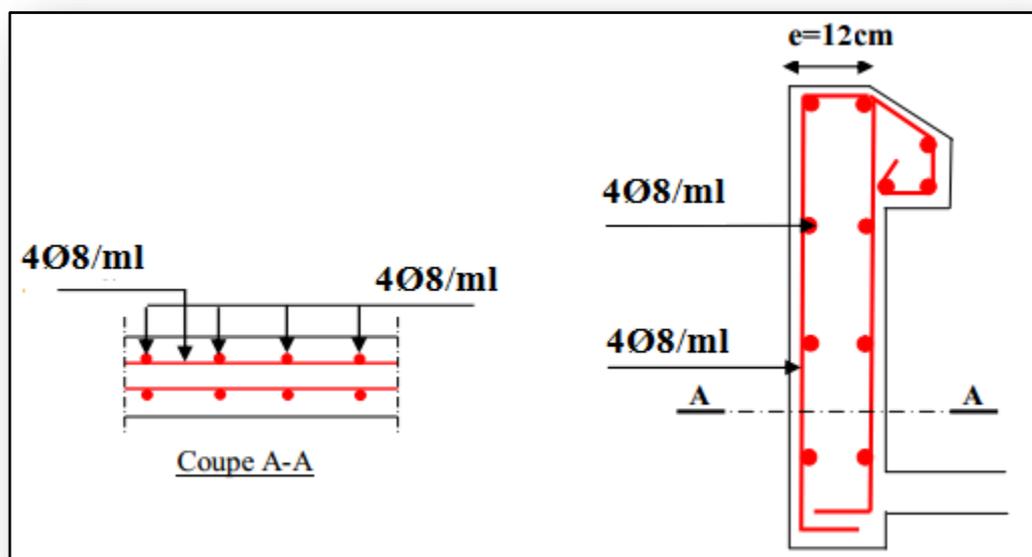


Figure IV.2: Schéma du ferrailage d'acrotère.

IV.3.Introduction

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

➤ L'épaisseur de la dalle pleine résulte les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15\text{ cm}$.

Dans notre étude on à un seul type de balcon.

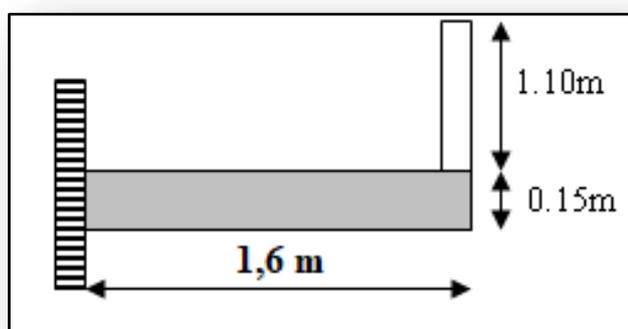


Figure IV.3: Schéma représente type de balcon.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

IV.3.1. Exemple de calcul

IV.3.1.1. Descente de charge

Tableau IV. 3 : La descente des charges d'une dalle pleine.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,36
4+5	Plancher (dalle pleine)	0,15	3,75
6	Enduit en ciment	0,02	0,36
Totale	G		5,27

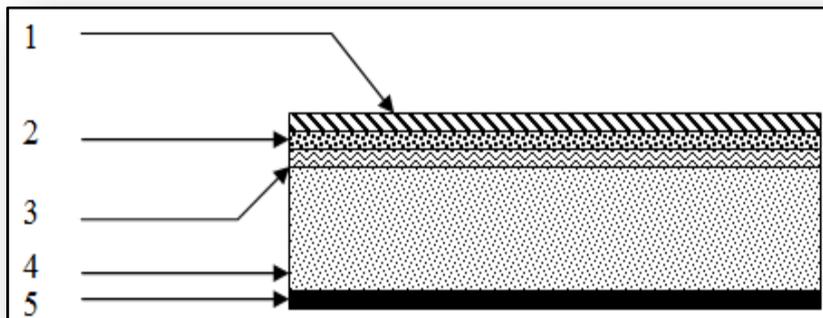


Figure IV. 4 : Schéma représentatif d'une dalle pleine.

➤ **Poids propre :** $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Surcharge :** $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow Q_{u/ml} = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$$

IV.3.1.2. Calcul de la charge concentrée

➤ **Poids propre du mur**

$$P = \delta \times b \times h \times 1\text{m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1\text{m} = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35P = 1,93 \text{ KN}$$

$$P_s = 1,43 \text{ KN}$$

IV.3.1.3. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_u L^2}{2} - P_u L = -18,90 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot L + P_u = 21,70 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 13,5 \text{ cm}$$

IV.3.1.4. Ferrailage du balcon

Tableau IV. 4: Ferrailage du balcon.

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	A _r = A _s /4	A _{adopté} (cm ² /ml)
18,90	0,073	0,962	0	4,18	4T12 A _s = 4,52 St = 33 cm	1,13 cm ²	4Ø8 A _s = 2,01 St = 33 cm

IV.3.2. Vérifications

IV.3.2.1. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_c) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1 / 400) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2.2. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{21,70 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,16 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 0,16\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 4\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

IV.3.2.3. Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{21,70 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 1,42\text{MPa}.$$

n = 4: nombre d'armatures longitudinales tendues.

$$\mu = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} = 3,14\text{cm: périmètre d'armatures tendues.}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1,42\text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{ KN.ml.}$$

$$P_{ser} = 1,43 \text{ KN et } M_{ser} = -13,51 \text{ KN.m.}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre

$$Y = \frac{by^2}{2} + n \cdot A'_s (y - d) - nAs(d - y) = 0.$$

On à :

$$A'_s = 0 ; \text{ et } n = 15.$$

D'où :

$$50y^2 + 15 \times 4,52(y - 13,5) = 0.$$

Donc

$$y = 3,65\text{cm.}$$

b) Détermination du moment d'inertie

$$I = by^3/12 + 15A_s(d - y)^2.$$

$$I = 100 \cdot (3,65)^3/12 + 15 \cdot 4,52 (13,5 - 3,65)^2 \Rightarrow I = 6983,35 \text{ cm}^4.$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{13,51 \times 10^3}{6983,35} \times 3,65 = 7,06\text{MPa} .$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,06\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration pour H.A } \phi \geq 6\text{mm}; \eta = 1,6 .$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202)\text{MPa} = 202\text{MPa} .$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 1,6 \times \frac{13,51 \times 10^3}{6983,35} (13,5 - 3,65) = 30,48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 30,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2.5. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 .$$

Avec

$$F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge concentrée.}$$

d) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm.}$$

e) Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \times A(d - Y_1);$$

$$I = \frac{100(7,76)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30460,24 \text{ cm}^4.$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right];$$

$$F = \frac{(1,6)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,24} \left[\frac{8,77 \times 1,6}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,093 \text{ cm.}$$

$$F = 0,093 \text{ cm.}$$

$$F_{ad} = L/250 = 160/250 = 0,64 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,093 \text{ cm} < F_{adm} = 0,64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

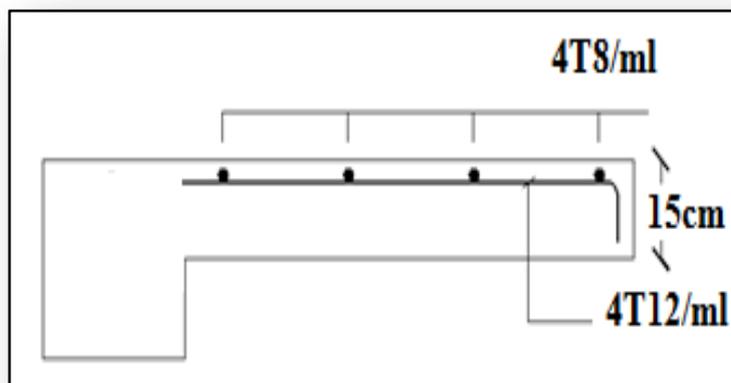


Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage du balcon.

IV.4.1. Définition

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.

IV.4.2. Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre des marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

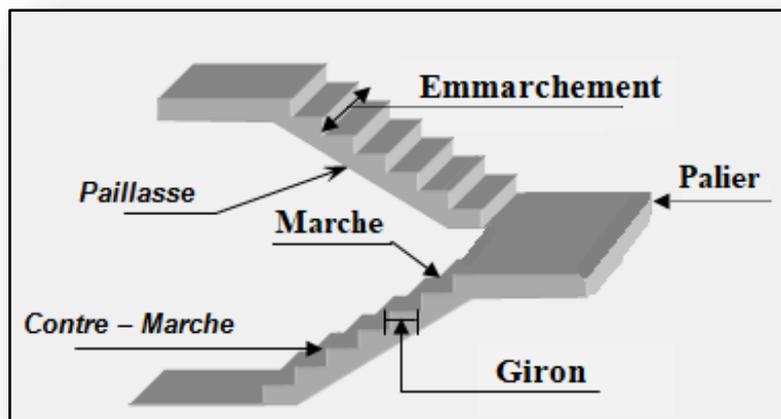


Figure IV. 6 : Schéma de l'escalier.

On a un seul type d'escalier

- Escalier droit avec volée versle palier de repos puis de palier de repos vers l'étage suivant utilisé pour RDC à 5^{ème} étage (sauf le dernier étage qui ne contient pas d'escalier).

IV.4.3. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **(BLONDEL)**.

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

h : Hauteur de la marche (contre marche) ;

g : Largeur de la marche.

On prend :

$$2h + g = 64 \text{ cm } (H = n \times h = \frac{h_e}{2})$$

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage
 ($H = n \times h = \frac{h_e}{2}$)

n : Nombre de contre marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée :

$$L = (n - 1) \times g .$$

IV.4.4. Étude de l'escalier

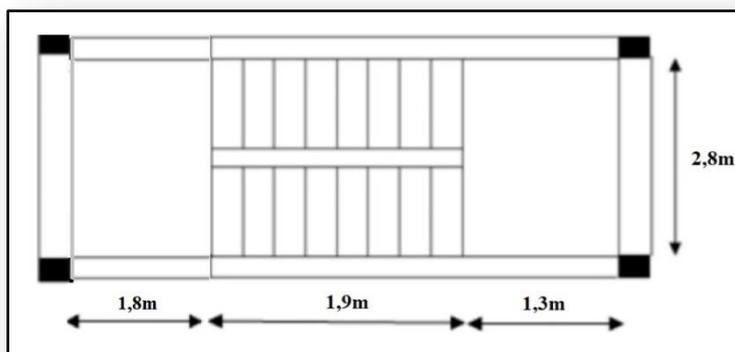


Figure IV.7 : Vu en plan de l'escalier

➤ **L'escalier**

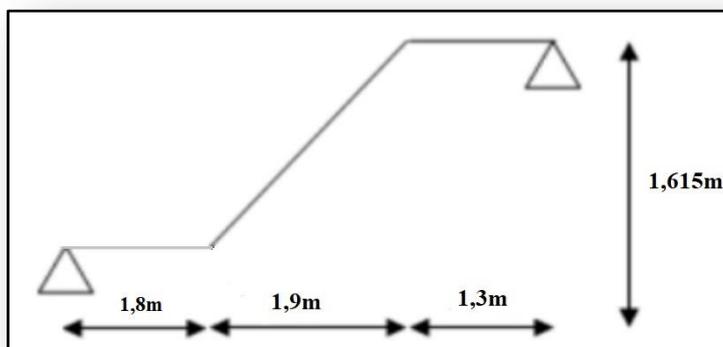


Figure IV. 8 : Schéma statique de l'escalier.

a) Dimensionnement**a.1) Marches et contre marches**

$$h = \frac{H}{n} ;$$

$$g = \frac{L}{n-1} ;$$

Donc d'après (**BLONDEL**) on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

Et puis :

$$mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $m = 62,55 \text{ cm}$, $H = 161,5 \text{ cm}$ et $L = 190 \text{ cm}$.

Donc l'équation (2) devient : $62,55n^2 - 575,55n + 323 = 0$.

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm} \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.}$$

On vérifie avec la formule de (BLONDEL)

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

L'inégalité vérifiée, on a : 11 marches.

Avec

$$g = 30 \text{ cm} ;$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

L'angle d'inclinaison est:

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,5667 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87.$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{190}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{190}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 7,27 \leq e_v \leq 10,91$$

$$e_v = 10 \text{ cm. Donc On prend } e_v = 15 \text{ cm}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$\frac{L}{20} \leq e_{\text{palier}} \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{130}{20} \leq e_{\text{palier}} \leq \frac{130}{15} \rightarrow 6,5 \leq e_{\text{palier}} \leq 8,66$$

Soit : $e_{\text{palier}} = 8 \text{ cm}$ Donc On prend $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$

c) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

c.1) Les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = (6,56 \times 1,80) + (13,56 \times 1,9) + (10,31 \times 1,3) = 50,97 \text{ KN.}$$

$$\sum M/y = 0 \Rightarrow R_b \times 5 = 10,31 \times 1,30 \times 4,35 + 13,56 \times 1,9 \times 2,5 + 6,56 \times 1,8 \times 0,9$$

$$R_b = \frac{10,31 \times 1,30 \times 4,35 + 13,56 \times 1,9 \times 2,5 + 6,56 \times 1,8 \times 0,9}{5} = 26,66 \text{ KN.}$$

$$R_a = 24,31 \text{ KN.}$$

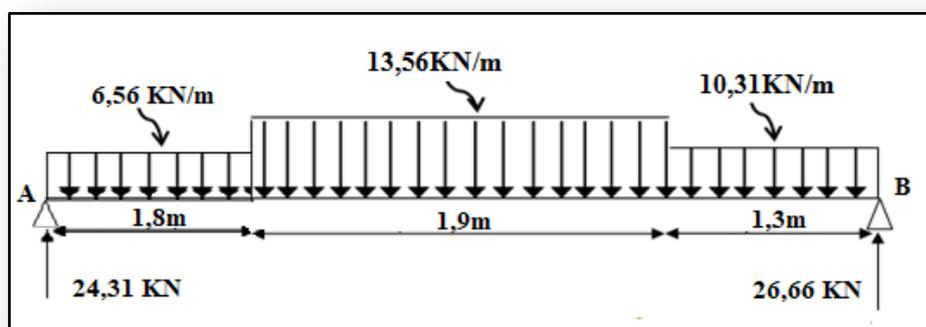


Figure IV. 9 : Schéma statique des charges de l'escalier.

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 24,31 \times x - 6,56 \times \left(\frac{(x-1,8)^2}{2}\right) - 13,56 \times \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

➤ Position du moment max

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d\left[24,31 \times x - 6,56 \times \left(\frac{(x-1,8)^2}{2}\right) - 13,56 \times \left(\frac{x^2}{2}\right)\right]}{dx}$$

$$T(x) = 24,31 - 13,56 \times x - 6,56 \times x + 23,616$$

$$\text{Pour } T(x)=0 \rightarrow x = 2,38 \text{ m.}$$

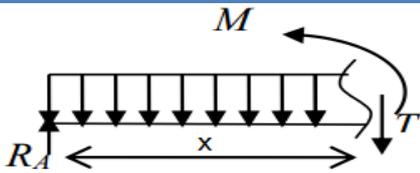
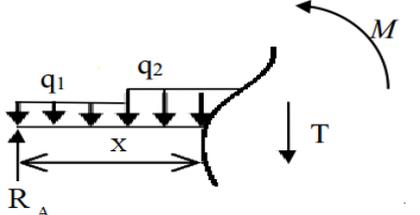
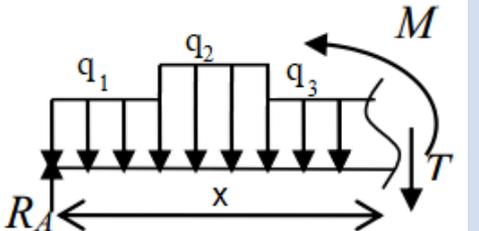
$$\text{Donc : } M_{\text{max}} = M(2,38).$$

$$M(2,38) = 24,31 \times 2,38 - 6,56 \times \left(\frac{(2,38 - 1,8)^2}{2}\right) - 13,56 \times \left(\frac{2,38^2}{2}\right)$$

$$M_{\text{max}} = 18,34 \text{ KN.m.}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau IV. 5: Calcul les efforts tranchants de l'escalier.

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 1,8\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 24,31 \text{ KN}$ $T(1,8) = 12,5 \text{ KN}$
$1,8\text{m} \leq x \leq 3,7\text{m}$		$T(x) = R_A - 1,8q_1 - q_2 \cdot (x - 1,8)$ $T(1,8) = 12,5 \text{ KN}$ $T(3,7) = -13,26 \text{ KN}$
$3,7\text{m} \leq x \leq 5\text{m}$		$T(x) = R_A - 1,8q_1 - q_2 \cdot 1,9 - q_3 \cdot (x - 3,7)$ $T(3,7) = -13,26 \text{ KN}$ $T(5) = -26,66 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

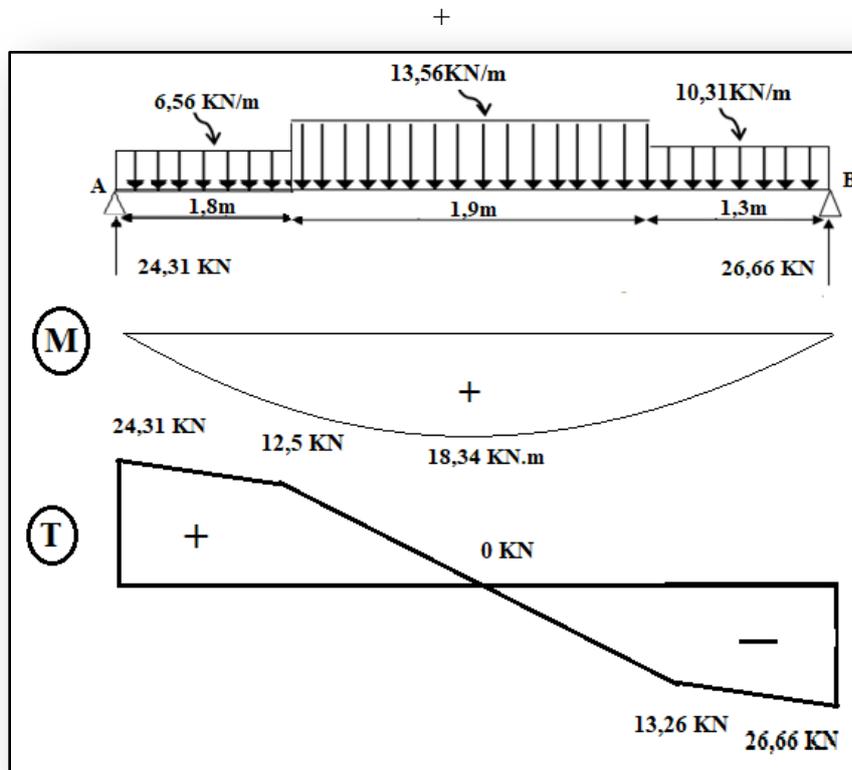


Figure IV.10: Diagrammes Moments et l'effort tranchant (M, T) de l'escalier.

e) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

$$\text{On a : } M_{\max} = 18,34 \text{ kN. m.}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 15,38 \text{ kN. m.}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 7,33 \text{ kN. m.}$$

f) Ferrailage de l'escalier

f.1) En travée

Le moment ultime

$$M_t = 15,38 \text{ kN. m ; } h = 15 \text{ cm ; } d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm.}$$

Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,38 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,059 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

$$\text{On a : } \beta = 0,969.$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,38 \times 10^3}{0,96 \times 13,5 \times 348} = 3,41 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On adopte 6T14 avec : } A_{\text{adm}} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml et } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On adopte 4T10 avec : } A_{\text{adm}} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml et } S_t = 33 \text{ cm.}$$

f.2) Sur appuis

$$M_a = 7,75 \text{ KN. m ; } h = 15 \text{ cm ; } d = 0,9h = 13,5 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm.}$$

Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,33 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et on a : } \beta = 0,989.$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,33 \times 10^3}{0,989 \times 13,5 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte 4T12

$$\text{Avec : } A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml et } S_t = 33 \text{ cm.}$$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte 4T10

$$\text{Avec : } A_{\text{adm}} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml et } S_t = 33 \text{ cm.}$$

g) Vérifications

g.1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s = 1,67 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\min} = 1,60 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{26,66 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,19 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(26,66 + \frac{7,33 \times 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 2,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adm}} = 2,5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{t \max} = 13,41 \text{ KN. m ; déterminé par méthode des coupures (RDM).}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 11,39 \text{ KN. m.}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,40 \times M_{t \max} = 5,36 \text{ KN. m.}$$

h.1) En travée

$$A_s = 2,48 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 37,2 y - 502,2 = 0 \rightarrow y = 2,81 \text{ cm.}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = \frac{100 \times 2,81^3}{3} + (15 \times 2,81)(13,5 - 2,81)^2 = 5556,33 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{11,39 \times 10^3}{5556,33} \times 2,81 = 5,76 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_b = 5,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h.2) Sur appuis

$$A_s = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 17,25 y - 232,875 = 0 \rightarrow y = 1,99 \text{ cm.}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,99^3}{3} + (15 \times 1,15)(13,5 - 1,99)^2 = 2547,96 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{5,36 \times 10^3}{2547,96} \times 1,99 = 4,18 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_b = 4,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

i) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{15}{450} = 0,107 \geq 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00085 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

j) Schéma de ferrailage

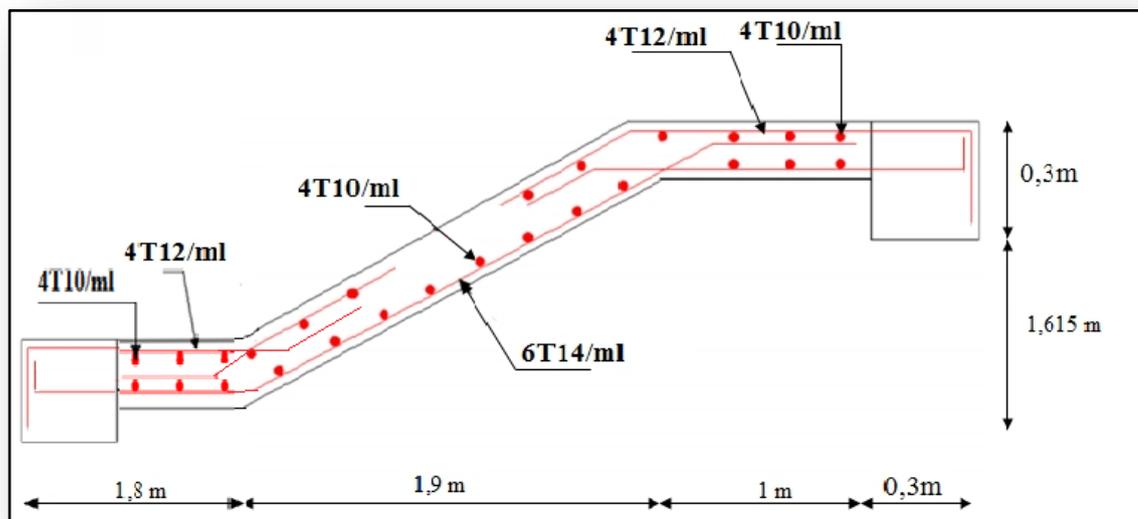


Figure IV.11 : Schéma de ferrailage de l'escalier

IV.4.5. Étude de la poutre palier

IV.4.5.1. Dimensionnement

Selon le **B.A.E.L 91 modifiée 99**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{280}{16} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 17,5 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{ cm.}$$

On prend

$$H = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{donc: } d = 0,9 \times h = 27 \text{ cm.}$$

$$0,3 \times h \leq b \leq 0,6 \times h \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm}$$

On prend :

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

➤ Les vérifications des conditions du R.P.A 99/version 2003

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

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

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

IV.4.5.2. Charges supportées par la poutre

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m.}$$

$$\text{La charges d'exploitation : } Q = 2,50 \text{ KN/m.}$$

Poids du mur situé sur la poutre (mur extérieur)

$$G_m = 2,71 \times 2,00 = 5,42 \text{ kN/m.}$$

Réaction du palier

$$R_b(\text{E. L. U}) = 26,66 \text{ kN.}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 5,42)) + (1,5 \times 2,5) + 26,66 = 40,76 \text{ kN/m.}$$

$$R_b(\text{E. L. S}) = 19,15 \text{ kN.}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,25 + 5,42 + 2,5 + 19,15 = 26,82 \text{ kN/m.}$$

IV.4.5.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{40,76 \times 2,8^2}{8} = 39,94 \text{ kN. m.}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 33,95 \text{ kN. m} \quad , M_a = 0,40 \times M_0 = 15,97 \text{ kN. m.}$$

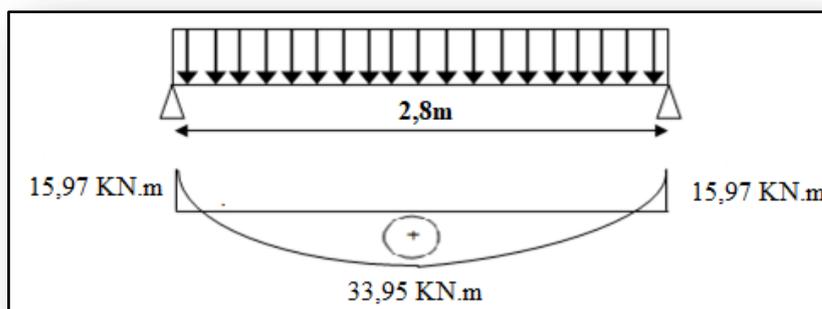


Figure IV.12 : Diagramme du moment pour la poutre palière.

IV.4.5.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U

$$\text{On à : } b = 30 \text{ cm ; } h = 30 \text{ cm ; } d = 0,9 \times h = 27 \text{ cm.}$$

a) En travée**➤ Le moment ultime**

$$M_t = 33,95 \text{ kN. m.}$$

➤ Le moment réduit μ_u

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{33,95 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,10 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,947.$$

➤ La section d'acier

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,95 \times 10^3}{0,947 \times 27 \times 348} = 3,81 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On prend comme choix **3T14+3T12**

$$\text{Avec : } A_{\text{adm}} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

b) Sur appuis**➤ Le moment ultime**

$$M_a = 15,97 \text{ kN. m.}$$

➤ Le moment réduit μ_u

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,97 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,05 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,974.$$

La section d'acier

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,97 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend comme choix **3T14** avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

IV.4.5.5. Vérifications de la poutre palière

Tableau IV.6: Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 8,01 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appuis)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 4,62 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 4,96 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 2,33 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b \cdot d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

IV.4.5.6. Ferrailage des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}.$$

b) L'espacement

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

$$\rightarrow S_t \leq \min \{ 27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}.$$

D'après le R. P.A 99/version 2003

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_1 \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}.$$

c) La longueur de scellement droit l_s

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\Phi_1 \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

On adopte une courbure égale à: $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm.}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,64 \text{ cm.}$$

IV.4.5.7. Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,107 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{a \text{ ser}}} \Leftrightarrow 0,107 \geq 0,021 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0098 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

IV.4.5.8. Calcul de la poutre palière à la torsion

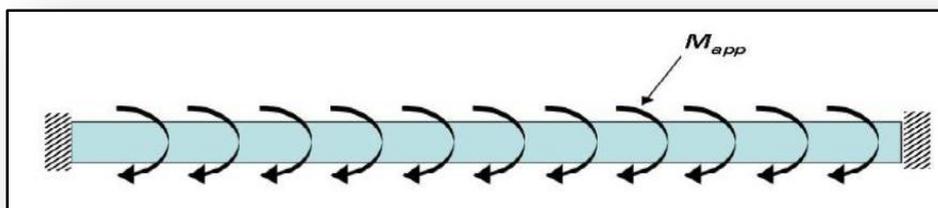


Figure IV.13: La poutre palière à la torsion.

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

➤ Le volée

$$M_{\text{torsions}} = M_a (\text{escalier}) = 7,33 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

On a pour une section pleine

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

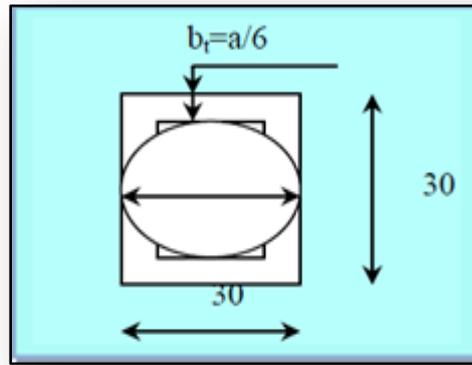
a) Contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines: à E.L.U noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

M_t : moment de torsion ($M_t = 7,33 \text{ KN.m}$).



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{ cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625 \text{ cm}^2.$$

D'après le B.A.E.L 91 modifier 99

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{7,33 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,17 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} = \min((0,2 \times f_{c28})/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

b) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26,66 \times 10}{30 \times 27} = 0,32 \text{ MPa.}$$

➤ **Résistance en torsion et flexion**

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u \text{ limite}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,32)^2 + (1,17)^2 = 1,47 \text{ MPa.}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 1,47 \text{ MPa} < 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

IV.4.5.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière

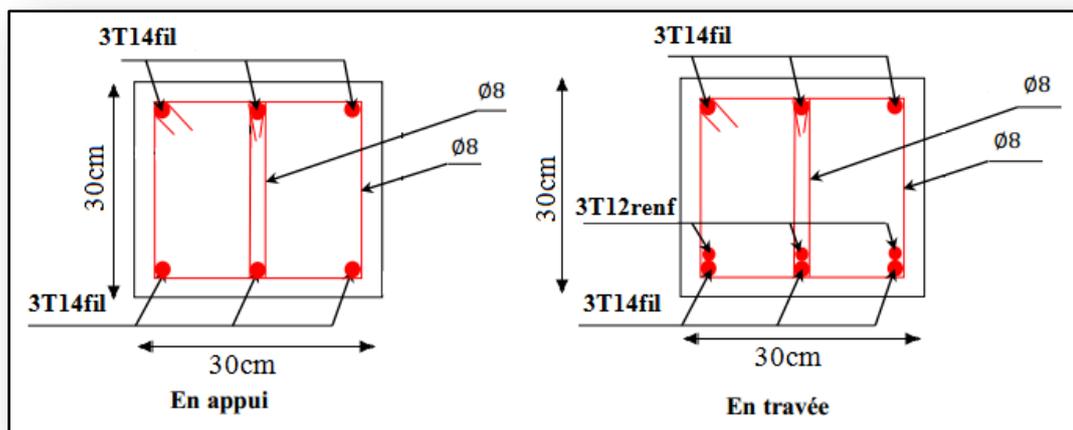


Figure IV.14 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

c) Calcul des sollicitations

c.1) la marche en console

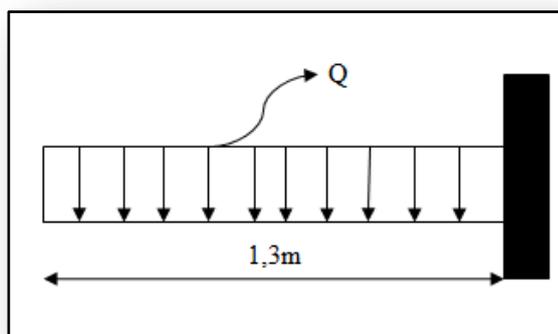


Figure IV.15 : Schéma de la marche.

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_b = Qu \times l = 13,56 \times 1,30 = 17,62 \text{ KN.}$$

$$R_b = 19,03 \text{ KN.}$$

$$M_{\max} = -\frac{QL^2}{2} = -\frac{13,56(1,30)^2}{2} = -11,45 \text{ KN. m.}$$

$$M_{\max} = -11,45 \text{ KN. m.}$$

$$T_{\max} = Qu \times L = 13,56 \times 1,30 = 17,62 \text{ KN.}$$

➤ Calcul du ferrailage

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 17 = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,45 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{M_{\max}}{d \times B \times \sigma_s} = \frac{11,45 \times 10^3}{15,3 \times 0,982 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15,3 \times \frac{2,1}{400} = 1,84 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}.$$

$A = 2,18 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Condition Vérifiée.

➤ **Le choix**

On adopte : 4T10=3,14 cm²/ml.

➤ **Armatures de répartition**

$$A_{\text{ser}} = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Le choix**

On adopte : **4T10 = 3,14 cm²/ml.**

Tableau IV.7: Ferrailage de paillasse.

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{calcul} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _r (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
11,45	0,034	0,982	0	2,18	4T10 A _S =3,14 St=33 cm	0,78	4T10 A _S =3,14 St=33 cm

➤ **Vérification vis-à-vis E.L.S**

• **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{19,15}{100 \times 15,3} \times 10 = 0,12 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = (0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$condition vérifiée

• **Contrainte D'adhérence**

$$\tau_r = \frac{T_n}{0,9 \times d \times n \times \mu}$$

n=4 : nombre des armatures longitudinales tendues.

$$\mu = 2\pi \times \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm}.$$

$$\tau_{sr} = \frac{T_n}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,15 \times 10^3}{0,9 \times 15,3 \times 3,14 \times 4 \times 10^2} = 1,1 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_{sr} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\Psi_s = 1$: pour les aciers lisses.

$\Psi_s = 1,5$: pour les aciers H.A.

$$\tau_{sr} = 1,1 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{sr} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{L^2}{2}$$

$$M_{ser} = 9,77 \times \frac{1,30^2}{2} = 8,25 \text{ KN. m.}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A(d - y) = 0.$$

Avec

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 15,3 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm} ; A = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$50 y^2 + 27,9y - 426,87 = 0 \implies y = 2,65 \text{ cm.}$$

• **Détermination de moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 5084,94 \text{ cm}^4.$$

• **Détermination de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,25 \times 10^3}{5084,94} \times 2,65 = 4,29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4,29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Détermination des contraintes dans l'acier tendue**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\{ 2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{(\eta \times f_{t28})} \} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

η : coefficient de fissuration pour $HA\emptyset \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8,25 \times 10^3}{5084,94} \times (15,3 - 2,65) = 32,83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 32,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$F_1 = \frac{Q \times L^4}{8EI} \quad \text{pour la charge répartie.}$$

$$F_1 = \frac{P \times L^4}{3EI} = 0 \quad \text{pour la charge concentrée.}$$

- **Détermination du centre de gravité**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s};$$

$$Y_G = \frac{100 \times 17 \times 8,5 + 15 \times 2,65 \times 15,3}{100 \times 17 + 15 \times 1,69} = 8,72 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = Y_G = 8,72 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 17 - 8,72 \rightarrow Y_2 = 8,28 \text{ cm.}$$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + \frac{b \times y_2^3}{3} + \eta \times A \times (d - y_1)^2.$$

$$I = \frac{100 \times 8,72^3}{3} + \frac{100 \times 8,28^3}{3} + 15 \times 2,65 \times (15,3 - 8,72)^2 = 42744,97 \text{ cm}^4.$$

$$I = 42744,97 \text{ cm}^4.$$

$$F_{\text{cal}} = \frac{L^3}{EI} \times \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right].$$

- **Calcul de la flèche**

$$F_{\text{cal}} = \frac{1,30^3 \times 10^2}{32164,20 \times 10^{-5} \times 42744,97} \times \left[\frac{9,77 \times 1,30}{8} + 0 \right] = 0,025 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{cal}} = 0,025 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 0,52 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{adm}} = 0,52 \text{ cm}$$

$$F_{\text{cal}} = 0,025 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,52 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c.2) palier

➤ **Etude de la dalle pleine**

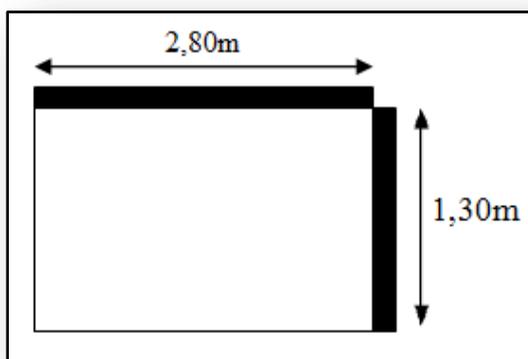


Figure IV.16: Schéma de palier

Epaisseur de la dalle : $e_p = 15 \text{ cm.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}. \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5G = 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

➤ **Ferrailage de la dalle à E.L.U**

Le calcul de la dalle pleine consiste étudier une bande de 1m et l'épaisseur $e=15\text{cm}$.
Calculons les valeurs des moments M_x suivants L_x ; M_y suivant L_y

a) Suivant L_x

a.1) En appuis

$$M_{ax} = -0,87 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,87 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0033 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,0033 ; \beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,87 \times 10^3}{0,998 \times 13,50 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

a.2) En travée

$$M_{tx} = 1,85 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,85 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,85 \times 10^3}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b) Suivant L_y

b.1) En appuis

$$M_{ay} = -4,04 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4,04 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,015 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,04 \times 10^3}{0,992 \times 13,50 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b.2) En travée

$$M_{ty} = 8,58 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,58 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_L \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,033 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,58 \times 10^3}{0,983 \times 13,50 \times 348} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition non fragilité****a) Sens L_x** **a.1) En travée**

$$A_{tx \min} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{tx \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ donc } A_{tx} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : **4T10/ml** → $S_t = 33 \text{ cm}$.

a.2) En appuis

$$A_{ax \min} = A_{tx \min} [(3-\alpha)/2] ; \alpha = \frac{1,30}{2,8} = 0,46.$$

$$A_{ax \min} = 1,12[(3-0,46)/2] = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ax \min} = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ax \text{ cal}} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $A_{ax} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : **4T10/ml** → $S_t = 33 \text{ cm}$.

b) Sens L_y **b.1) En travée**

$$A_{ty \min} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,14 = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ty \min} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

soit : **4T10/ml** → $S_t = 33 \text{ cm}$.

b.2) En appuis

$$A_{ay \min} = A_{ty \min} [(3-\alpha)/2] ; \alpha = \frac{1,30}{2,80} = 0,46.$$

$$A_{ay \min} = 1,12[(3-0,46)/2] = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ay \min} = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ay \text{ cal}} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $A_{ay} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

soit : **4T10/ml** → $S_t = 33 \text{ cm}$.

➤ **vérification vis-à-vis E.L.S**

$$M_{tx \text{ ser}} = 1,32 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty \text{ ser}} = 6,13 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ax \text{ ser}} = -0,62 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay \text{ ser}} = -2,88 \text{ KN.m.}$$

a) En travée**a.1) Sens L_x**

$$M_{tx \text{ ser}} = 1,32 \text{ KN.m} ; A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A' = 0.$$

➤ **Détermination de (y) et moment d'inertie**

$$D = \frac{15.A_s}{b} = \frac{15.3,14}{100} = 0,471 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,471 \times 12,6 = 11,86 \text{ cm}^2.$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{(0,471)^2 + 11,86} = 3,00 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = I = \frac{100.3^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 3)^2.$$

$$I = 341535,11 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,32 \times 10^3}{341535,1} \times 3 = 0,011 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,011 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U conviennent.

a.2) Sens L_y

$$M_{ty \text{ ser}} = 6,13 \text{ KN. m ;}$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

$$y = 3 \text{ cm} ; I = 341535,11 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,13 \times 10^3}{341535,11} \times 3 = 0,053 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,053 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U conviennent.

b) En appuis**b.1) Sens L_x**

$$M_{ax \text{ ser}} = -0,62 \text{ KN.m} ; A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

$$D = \frac{15 \cdot A_s}{b} = \frac{15 \cdot 3,14}{100} = 0,471 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,471 \times 12,6 = 11,86 \text{ cm}^2.$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{(0,471)^2 + 11,86} = 3,00 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = I = \frac{100 \times 3^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 3)^2$$

$$I = 341535,11 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,62 \times 10^3}{341535,11} \times 3 = 0,005 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,005 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U conviennent.

b.2) Sens L_y

$$M_{ay \text{ ser}} = -2,88 \text{ KN.m} ;$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

$$y = 3 \text{ cm} ;$$

$$I = 341535,11 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,88 \times 10^3}{341535,11} \times 3 = 0,025 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,025 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L' E.L.U conviennent.

➤ Vérification de la flèche

D'après les calculs $\Rightarrow F = 0,00002 \text{ m} = 0,002 \text{ cm}$.

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{280}{500} = 0,56 \text{ cm}$$

Donc $F = 0,002 \text{ cm} < F_{\text{adm}} = 0,56 \text{ cm}$condition vérifiée.

IV.5 .Ascenseur

IV.5.1.Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, sont appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,5 = 2,1 \text{ m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$, La charge total que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU 75.1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine, la machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

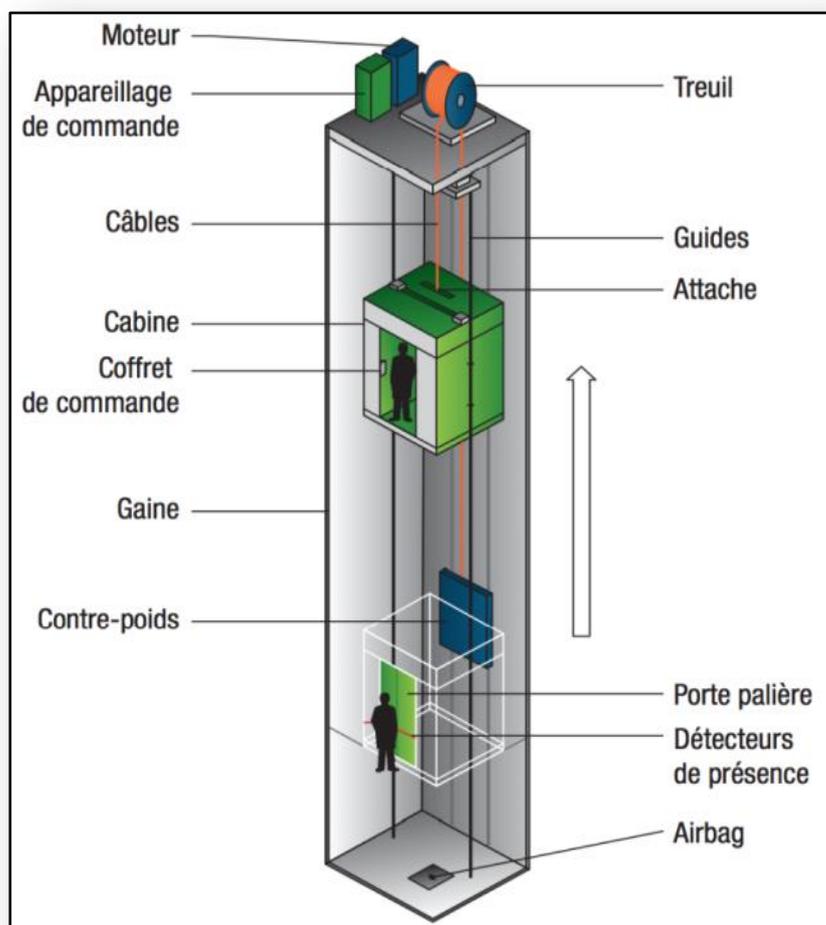


Figure IV.17:Schéma d'un ascenseur.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

IV.5.2. Calcul du poids des composants de l'ascenseur

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie.
- Cabine ou bien une benne.
- Un contre poids.

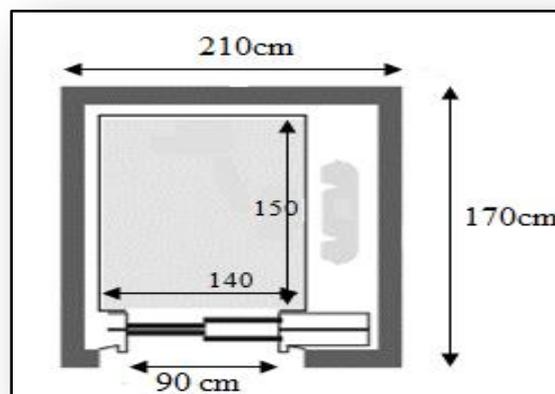
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

IV.5.2.1. Les dimensions



- Largeur de la cabine : 1,40 m ;
- Longueur de la cabine : 1,50 m ;
- La largeur de passage libre : 0,9 m ;
- La hauteur de passage libre : 1,7 m ;
- Hauteur : 2,20 m ;
- La hauteur de la course : 22,61 m ;
- La surface latérale : $S = ((2 \times 1,5) + 1,4) \times 2,2 = 9,68 \text{ m}^2$.

IV.5.2.2. Épaisseur de la dalle

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{210}{30} = 7 \text{ cm.}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **R.P.A 99/version 2003** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

Tableau IV. 8 : Poids mort de l'ascenseur.

Objet	La surface	Poids
La cabine	$(2 \times 1,5 + 1,4) \times 2,20 = 9,68 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,68 \times 1,40 = 155,84 \text{ kg}$
Plancher	$2,10 \times 1,70 = 3,57 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 3,57 = 392,7 \text{ kg}$
Toit	-	$M_3 = 20 \times 3,06 = 61,12 \text{ kg}$
Arcade	-	$M_4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Parachute	-	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Accessoires	-	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poulies de moulage	-	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
La porte de cabine	$2,2 \times 0,90 = 1,98 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,98 \times 25) = 129,5 \text{ kg}$

➤ **Poids mort total**

$$P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1091,16 \text{ kg.}$$

➤ **Contre poids**

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1091,16 + \frac{675}{2} = 1428,66 \text{ kg.}$$

IV.5.3. Calcul de la charge total q_u

➤ **Calcul de la charge de rupture**

Selon (D.T.U 75.1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow d = 12,22 \text{ mm.}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M:$$

Avec

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g.$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m.$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1091,16) = 21193,92 \text{ kg.}$$

C_r 'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{21193,92}{0,85} = 24934,02 \text{ kg.}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$.

Avec

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...).

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22$ m et $m = 2$;

on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152$ kg.

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{24934,02}{8152 \times 2} = 1,53.$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

➤ Calcul des poids des câbles

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec

m : La masse linéaire du câble $m = 0,515$ kg/m ;

n : Nombre des câbles $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 21,61$ m ;

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 21,61 = 22,25 \text{ kg} ;$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1091,16 + 22,25 = 1788,41 \text{ kg} .$$

➤ Vérification de C_r

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}.$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1788,41} = 15,49 > 12 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.3.1. Calcul de la charge permanente total G

On a : $P_{\text{treuil}} = 1200$ kg.

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1091,16 + 1428,66 + 1200 + 22,25 = 3742,07 \text{ kg}.$$

$$Q = 675 \text{ kg}.$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6064,29 \text{ kg}.$$

IV.5.4.Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6064,29$ kg.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6064,29}{4} = 1516,07 \text{ kg/ m}.$$

Selon le **(B.A.E.L 91 modifiée 99)**, on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . \text{Avec :}$$

q_0 : La charge de calcul à l'**E.L.U** ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15$ cm ;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10×10) cm² ;

$$\mu_c = 2(U + V)$$

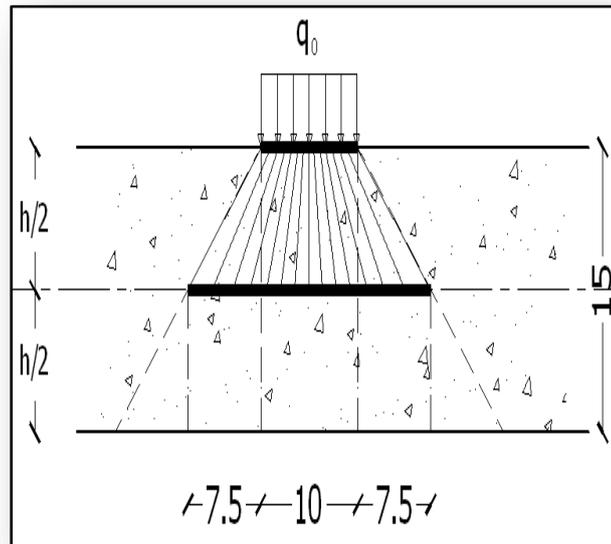


Figure IV.18: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm ;}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm ;}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm ;}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ;$$

$$\rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1516,07 \text{ kg.}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement.

IV.5.5. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

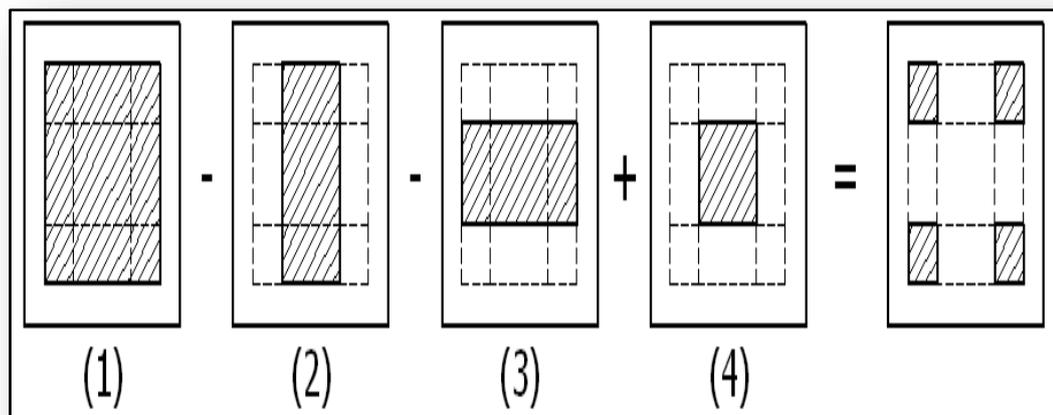


Figure IV.19: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles

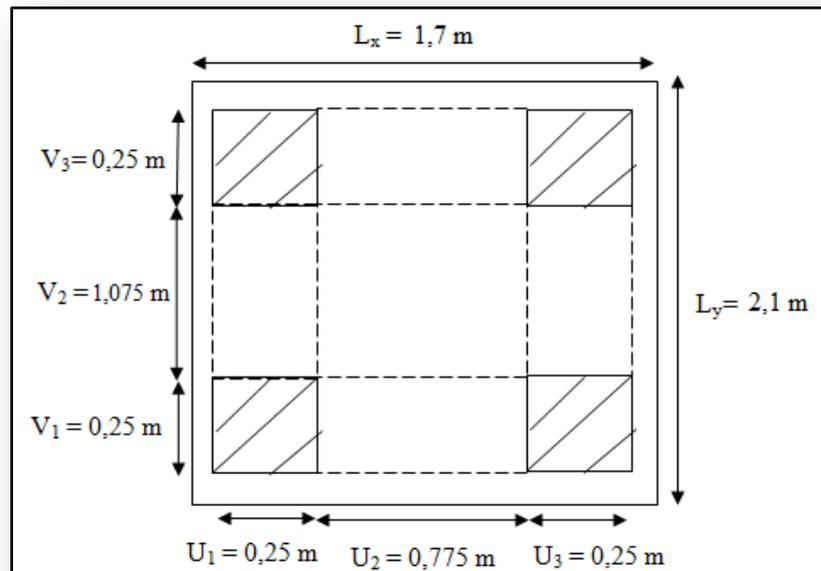


Figure IV.20: Dessin montrant la concentration des charges.

- 1) **Rectangle (1)**
 - $U = 1,275 \text{ m.}$
 - $V = 1,575 \text{ m.}$
- 2) **Rectangle (2)**
 - $U = 0,775 \text{ m.}$
 - $V = 1,575 \text{ m.}$
- 3) **Rectangle (3)**
 - $U = 1,275 \text{ m.}$
 - $V = 1,075 \text{ m.}$
- 4) **Rectangle (4)**
 - $U = 0,775 \text{ m.}$
 - $V = 1,075 \text{ m.}$

b) Calcul des moments suivant les deux directions

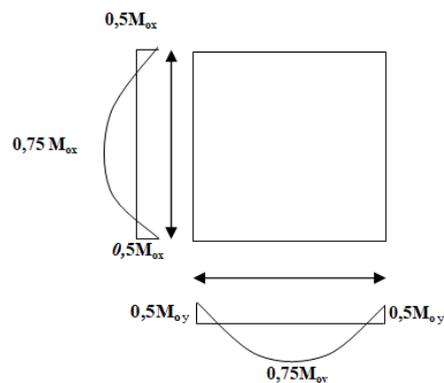


Figure IV.21: Moments de la dalle.

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : Le coefficient de Poisson

➤ à l'E.L.U

$$(\nu = 0): M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \times v} = \frac{1516,07}{0,25^2} = 24257,12 \text{ kg/m}^2.$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,70 \text{ m}$ et $L_y = 2,10 \text{ m}$.

Tableau IV.9: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,75	0,75	0,069	0,052	2,00	24257,12	48514,24	3347,48	2522,74
2	0,45	0,75	0,098	0,065	1,22	24257,12	29593,68	2900,18	1923,58
3	0,75	0,51	0,078	0,068	1,37	24257,12	33232,25	2592,11	2259,79
4	0,45	0,51	0,109	0,089	0,83	24257,12	20133,40	2194,54	1791,87

IV.5.6. Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 49,73 \text{ kg. m ;}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 131,24 \text{ kg. m.}$$

IV.5.7. Moments dus aux charges réparties (poids propre)

a)Chargement

$$L_x = 1,70 \text{ m ; } L_y = 2,10 \text{ m ; } h_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}^2.$$

b)Sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{2,10} = 0,80.$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,80 \rightarrow \mu_x = 0,0565 \text{ et } \mu_y = 0,595.$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 107,15 \text{ kg. m et } M_{y2} = 63,75 \text{ kg. m.}$$

c) Les moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 49,73 + 107,15 = 156,88 \text{ kg.m.}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 131,24 + 63,75 = 194,99 \text{ kg.m.}$$

IV.5.8. Les moments retenus sont

a) En travée

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 117,66 \text{ kg.m.}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 146,24 \text{ kg.m.}$$

b) Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 78,44 \text{ kg.m.}$$

IV.5.9. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 ; \mu_1 = 0,392.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

a) En travée

a.1) Sens L_x

➤ Le moment ultime

$$M_{tx} = 117,66 \text{ kg.m} = 1176,6 \text{ N.m.}$$

➤ Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1176,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0045 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

$$\text{On a : } \beta = 0,997$$

➤ La section d'acier

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1176,6}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

a.2) Sens L_y

➤ Le moment ultime

$$M_{ty} = 146,24 \text{ kg.m} = 1462,4 \text{ N.m.}$$

➤ Le moment réduit μ

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1462,4}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0056 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,997$$

➤ La section d'acier

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1462,4}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

b) Sur appuis

➤ Le moment ultime

$$M_{ax} = M_{ay} = 78,44 \text{ kg.m} = 784,4 \text{ N.m.}$$

➤ **Le moment réduit μ**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{784,4}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a : $\beta = 0,998$.

➤ **La section d'acier**

$$A_a = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{784,4}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

c) Section minimale des armatures

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,80$, on peut appliquer la formule suivante :

c.1) Sens L_y

$$A_{y \min} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ay} = 0,20 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

c.2) Sens L_x

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3-0,8}{2} \right) = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ax} = 0,20 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}.$$

d.1) En travée➤ **Sens L_x**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_{tx} \leq \min(3 \times h_0 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_{tx} = 33 \text{ cm}. \end{cases} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm}. \end{cases}$$

➤ **Sens L_y**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p. m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_{ty} = 33 \text{ cm}. \end{cases} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm}. \end{cases}$$

d.2) Sur appuis (chapeaux)

$$\begin{cases} A_a = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm}. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 33 \text{ cm}. \end{cases}$$

e) Armatures transversal

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10 \times h_0}{3} \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \end{cases} ; V_x > V_y$$

$$V_x = 6064,29 \times \frac{1,70}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,80}{2}} = 3681,89 \text{ N} = 3,68 \text{ kN}$$

$$V_y = 6064,29 \times \frac{1,70}{3} = 3436,43 \text{ N} = 3,43 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u

$$V_v = \frac{q_0}{2u+v} = \frac{15160,7}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 20214,26 \text{ N} = 20,21 \text{ kN.}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{15160,7}{3 \times 0,25} = 20214,26 \text{ N} = 20,21 \text{ kN.}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,68 + 20,21 = 23,89 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,43 + 20,21 = 23,64 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{\text{tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 23,89 \text{ kN.}$$

Donc on a

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{23,89 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,176 \text{ MPa.}$$

15 cm \leq $h_0 = 15$ cm \leq 30 cm ; on vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,625 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires.

IV.5.10.Vérification à l'E.L.S

a)Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{\text{ser}} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{\text{ser}} \end{cases}$$

Avec : $v = 0,2$ (E. L. S)

$$P'_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3742,07 + 675) \frac{1}{4} = 1104,26 \text{ kg.}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1104,26}{0,25^2} = 17668,16 \text{ kg/m}^2.$$

$$P'_{ser} = 17668,16 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

$$L_x = 1,70 \text{ m} ; L_y = 2,10 \text{ m}.$$

Tableau IV. 10: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,75	0,75	0,069	0,052	2,00	17668,16	35336,32	2438,20	1837,48
2	0,45	0,75	0,098	0,065	1,22	17668,16	21555,15	2112,40	1401,08
3	0,75	0,51	0,078	0,068	1,37	17668,16	24205,37	1888,01	1645,96
4	0,45	0,51	0,109	0,089	0,83	17668,16	14664,57	1598,43	1305,14

b) Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 36,22 \text{ kg. m.}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 95,58 \text{ kg. m.}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre)

$$L_x = 1,70 \text{ m} ; L_y = 2,10 \text{ m} ; h_0 = 15 \text{ cm}.$$

➤ **Poids propre :** $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}.$

➤ **Charge d'exploitation :** $Q = 100 \text{ kg/m}.$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}.$$

d) Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{2,10} = 0,80.$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 0,80 \rightarrow \mu_x = 0,0632 \text{ et } \mu_y = 0,710 ; \text{ Tirée de l'abaques}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 86,75 \text{ kg. m} ;$$

$$M_{0yr} = 61,59 \text{ kg. m}.$$

e) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 36,22 + 86,75 = 122,97 \text{ kg/m} .$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 95,58 + 61,59 = 157,17 \text{ kg/m} .$$

➤ Les moments retenus

En travée

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 92,22 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 117,87 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 61,48 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

f) Vérification des contraintes dans le béton

➤ Suivant L_x

En travée

$$M_{tx} = 9,22 \text{ N} \cdot \text{m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}.$$

➤ Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + (\eta \cdot A')(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}.$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2)$$

$$I = 6087,14 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{922,2}{6087,14} \times 3,12 = 0,47 \text{ MPa}.$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$M_a = 614,8 \text{ N} \cdot \text{m} ;$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0.$$

➤ Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + (\eta \cdot A')(y - d) - (\eta \cdot A)(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}.$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2).$$

$$I = 6087,14 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{614,8}{6087,14} \times 3,12 = 0,31 \text{ MPa}.$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Suivant L_y

En travée

$$M_{ty} = 1178,7 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm.}$$

➤ Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + (\eta \cdot A')(y - d) - (\eta \cdot A)(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm.}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14) \times (13,5 - 3,12)^2$$

$$I = 6087,14 \text{ cm}^4.$$

➤ Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1178,7}{6087,14} \times 3,12 = 0,60 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.11. Disposition du ferrailage

a) Arrêt des barres

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a: $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$$L_s = 40 \times \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

Cas des charges uniformes

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

b) Arrêt des barres sur appuis

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(32 \text{ cm} ; 34 \text{ cm}) = 34 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(32 \text{ cm} ; 17 \text{ cm}) = 32 \text{ cm.}$$

c) Arrêt des barres en travée dans les deux sens

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm.}$$

d) Armatures finales

Suivant L_x

$$A_t = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow 4\text{T}10 \text{ p. m avec } S_t = 33 \text{ cm.}$$

$$A_a = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow 4\text{T}10 \text{ p. m avec } S_t = 33 \text{ cm.}$$

Suivant L_y

$$A_t = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow 4\text{T}10 \text{ p. m avec } S_t = 33 \text{ cm.}$$

$$A_a = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow 4\text{T}10 \text{ p. m avec } S_t = 33 \text{ cm.}$$

IV.5.12.Voile de la cage d'ascenseur

D'après le **R.P.A 99/ version 2003**, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$.

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV.5.13.Schéma de ferrailage

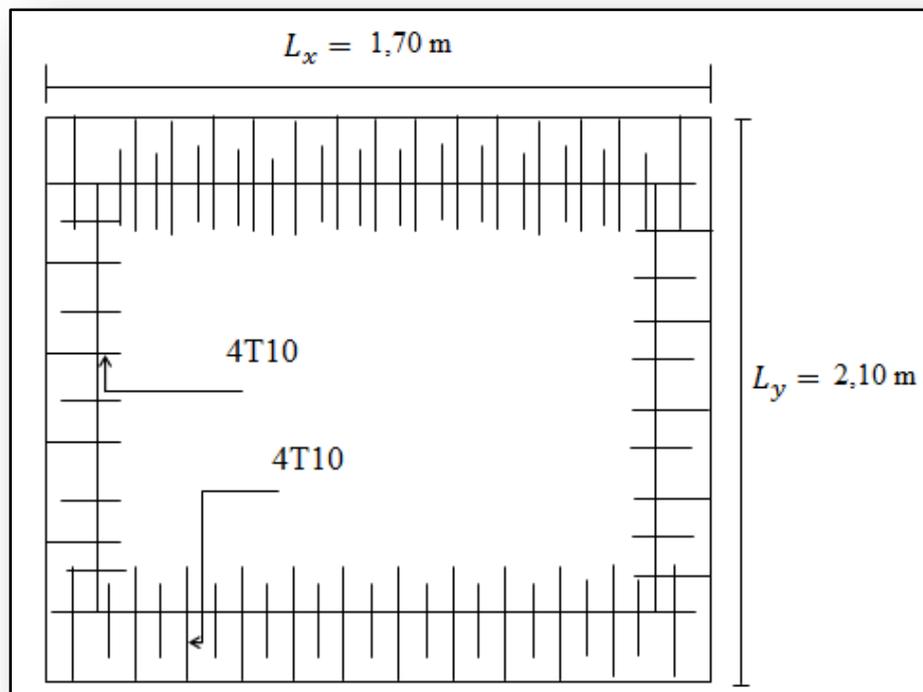


Figure IV.22 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

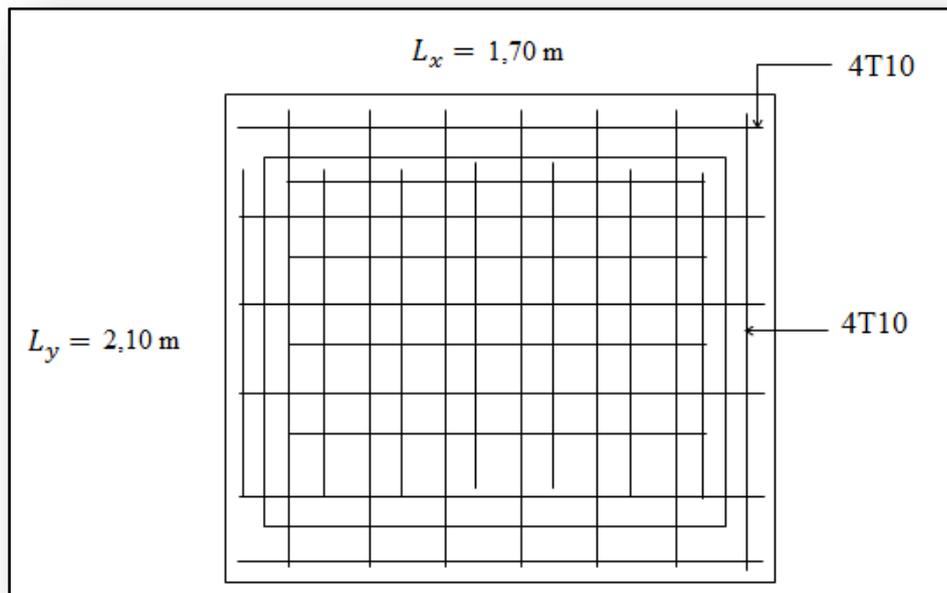


Figure IV.23 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

IV.6.Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé le ferrailage des éléments non structuraux (les éléments secondaires), tel que (Acrotère, balcon, escalier et l'ascenseur).

Chapitre V

Etude sismique

V.1 Introduction

L'étude sismique est le calcul de la réponse d'un bâtiment aux tremblements de terre. 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.

V.2 Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

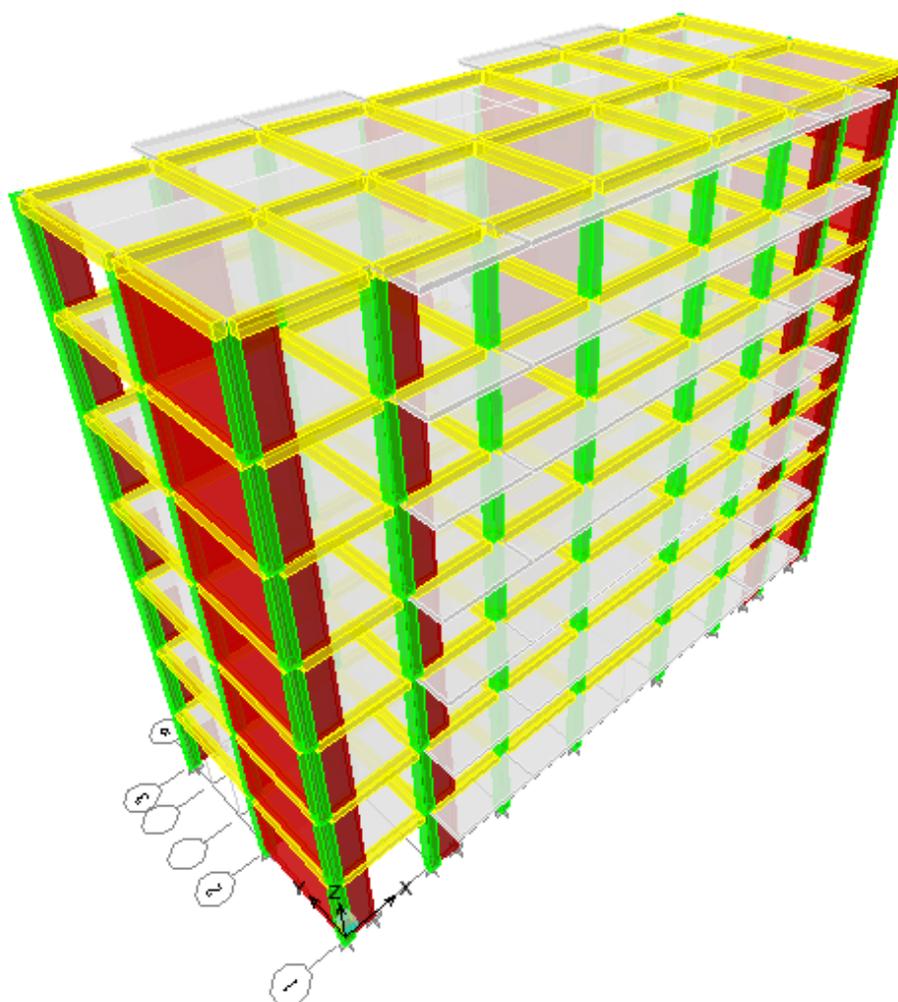


Figure V.1. Vue en 3D de la structure

V.3 Méthodes de calcul des forces sismiques

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques et qui peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.4 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation il sera classé au groupe d'usage 2. situé à Tissemsilt donc classé en Zone IIa selon la classification sismique des wilayas.

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S2, site ferme

V.5 Disposition des voiles

On a abouti à la disposition suivante :

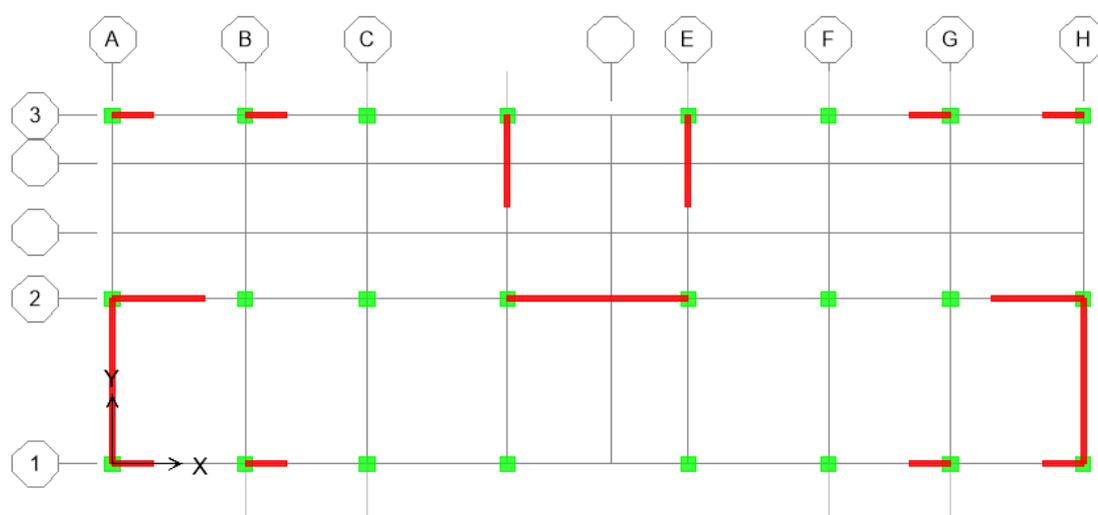


Figure V.2. La disposition des voiles

V.6. Justification des prescriptions du RPA99/version2003

V.6.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4 du RPA, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus cumulé, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.Périodes et taux de participation massique de la structure

Mode	période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
1	0,507218	69,5153	1,0949	0	69,5153	1,0949	0	0,8131	0,8131
2	0,469999	1,1229	69,1403	0	70,6381	70,2352	0	0,004	0,8171
3	0,337236	0,9123	0,0027	0	71,5504	70,2379	0	69,504	70,3212
4	0,131177	17,4251	0,0178	0	88,9756	70,2557	0	0,2208	70,542
5	0,113257	0,011	20,5354	0	88,9866	90,7911	0	0	70,542
6	0,081393	0,2508	0	0	89,2374	90,7911	0	21,005	91,547
7	0,061195	5,8631	0,0018	0	95,1005	90,7929	0	0,1447	91,6917
8	0,054179	0,0013	5,5402	0	95,1018	96,3332	0	0	91,6918
9	0,039768	0,3088	0,0007	0	95,4106	96,3339	0	3,5083	95,2001
10	0,039603	0,0156	0,0115	0	95,4262	96,3454	0	1,1896	96,3896
11	0,039584	0	0,1668	0	95,4262	96,5122	0	0,0215	96,4111
12	0,038944	2,0381	0,0007	0	97,4643	96,5129	0	0,5167	96,9279

Ces résultats montrent que :

- D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 7ème mode suivant x et à partir du 5ème mode suivant y:
- -Sens-x : 95,1005% .
- -Sens-y : 90,7911% .
- La condition du RPA99 (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 5ème mode dans la direction Y et au 7ème mode dans la direction X.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

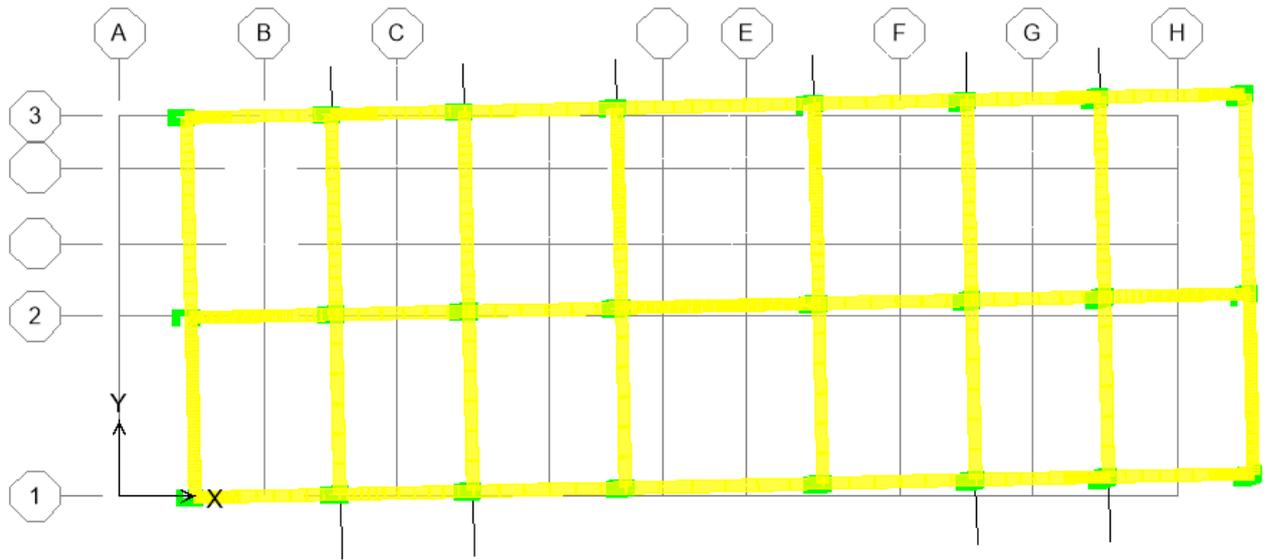


Figure V.3. Mode 1 translation suivant X-X

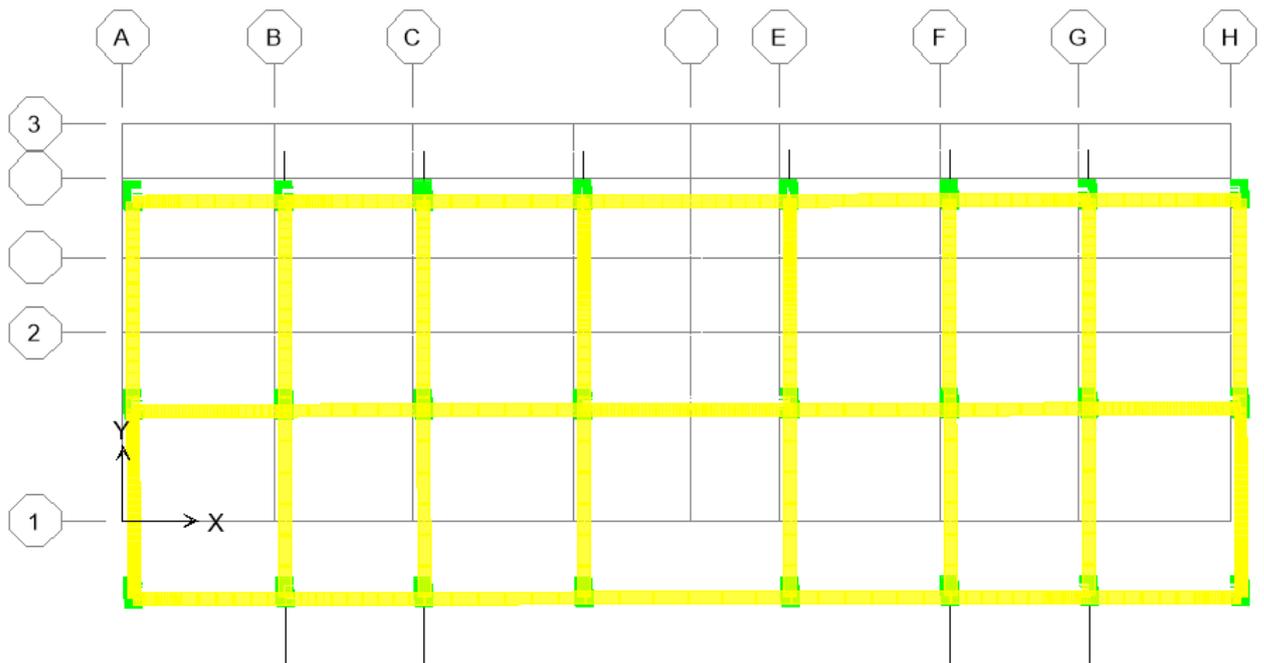


Figure V.4. Mode 2 translation suivant Y-Y

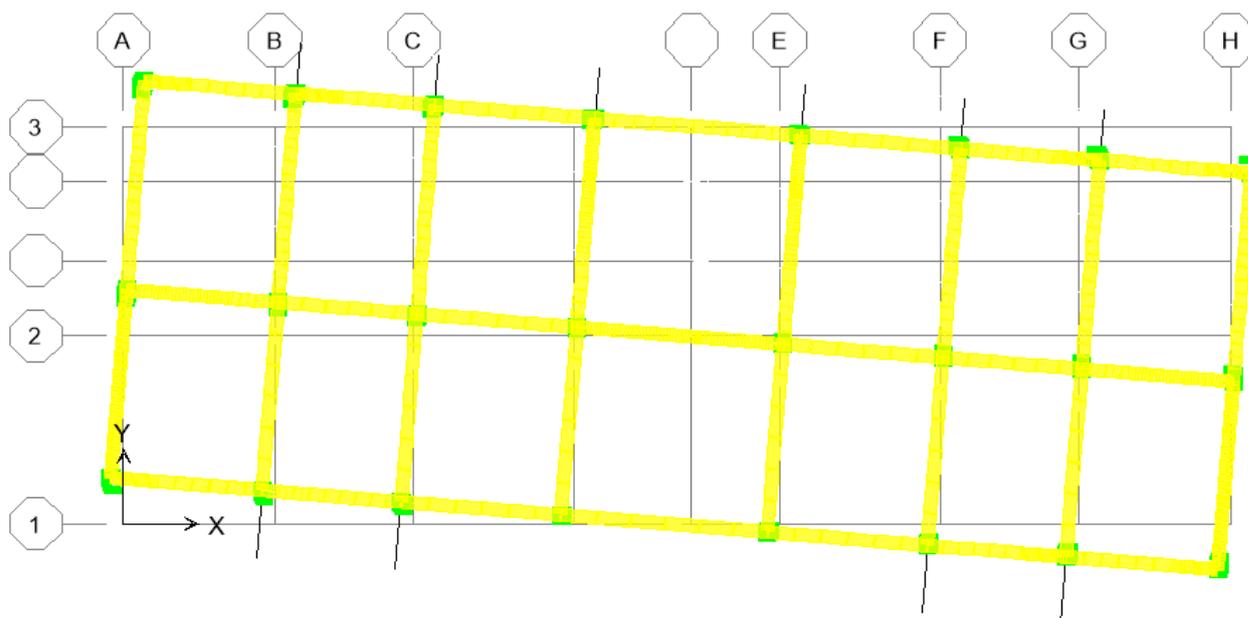


Figure V.5.Mode 3 rotation autour Z-Z

V.6.2. Vérification de la période :

Après l’exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0.507s.

Selon RPA99version 2003 La valeur de T calculée partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{RPA99version 2003 (Formule 4.6)}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau(N).

$$h_N = 22,61 \text{ m}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et type de remplissage.

Tableau V.2.valeurs de coefficient C_T

Cas N	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonneries	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage maçonneries	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.05

Du logicielle ETABS on tire $T_{etabs} = 0.507s$

$$Temp = 0.05 \times (22.61)^{3/4} = 0.518s$$

$$Temp = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 26,3 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,397s$$

$$D_y = 9,5 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,66\text{s}$$

Selon (x)

$$T_x = \min(0,518; 0,397) = 0,397\text{s}$$

Autrement dit : $T_{\text{etabs}} = 0,507 < T_x$

$$T_{\text{etabs}} = 0,507 < T_x = 0,397 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc $T_{\text{etabs}} = 0,507 < T_{x\text{majorée}} = 1,3 \times 0,397 = 0,516 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Selon (y)

$$T_y = \min(0,518; 0,66) = 0,518\text{s}$$

Autrement dit : $T_{\text{etabs}} = 0,507 < T_y$

$$T_{\text{etabs}} = 0,507 < T_y = 0,518 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On remarque que :

$$T_{\text{etabs}} = 0,507\text{s} < T_{\text{emp}} = 0,518\text{s} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.6.3. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003})$$

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Vérification de l'effort normal réduit

Section	N_d (kN)	B_c (m ²)	v	Observation
Poteaux 40X40	921,96	0,16	$0,23 \leq 0,3$	vérifiée
Poteaux 35X35	483,07	0,1225	$0,16 \leq 0,3$	vérifiée

V.6.3.1. Vérification des charges reprise par les voiles et les poteaux :

Les efforts revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel **ETABS V9.6.0**

➤ **Sous charges verticales :**

- $\% N_{\text{voiles}} = \frac{N_{\text{voile}}}{N_{\text{tot}}} \times 100$

- $\%N_{portiques} = 100 - \%N_{voiles}$

Tableau V.4 : récapitulatif des charges reprises par les voiles, poteaux

	Voiles	Poteaux	Voiles (%)	Poteaux (%)
Charge verticale	3587,57	17158,07	17,29	82,71
Charge horizontale selon X-X	57,65	8,41	87,26	12,74
Charge horizontale selon Y-Y	59,9	16,17	78,74	21,26

Conclusion

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et plus de 75% des charges horizontales ; Donc (R =4) (Portiques contreventés par des voiles) et le système c'est le système (4b).

V.6.4. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

La résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_{dyn} < 0.80 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V_{st}/V_{dyn}$.

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4-1 RPA 99**).

$$\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement

$$R = 4$$

W : poids total de la structure. $\Rightarrow W = 20745,64 \text{ kN}$

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \text{ Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0\text{sec} \end{cases}$$

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA 99/ V2003**).

$T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.4s$ (S2 : site ferme).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \text{ Equation (4.3) Art 4.2.3 RPA99/V 2003}$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type

de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 RPA 99/ V 2003).

$$\xi=7\% \rightarrow \eta = 0,882$$

On à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,397 \leq 0,4 \\ D_x = 2,5\eta \rightarrow D_x = 2,5 \times 0,882 \rightarrow D_x = 2,205 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow 0,4 \leq 0,66 \leq 3,0 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \rightarrow D_y = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,4}{0,66} \right)^{2/3} \rightarrow D_y = 1,579 \end{array} \right.$$

Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA) .

Tableau V.5 : Valeur de pénalité P_q

Critère	P_q	
	Sens- X	Sens- Y
1-Condition minimale sur les files de contreventement	0,00	0,05
2-Redondance en plan	0,00	0,00
3-Régularité en plan	0,00	0,05
4- Régularité élévation	0,00	0,00
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6- Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
$\sum_1^5 P_q$	0,15	0,25

- Dans la détermination de la valeur de Q ,il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle .Par ailleurs ,en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante , des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence .

D'après L'article (4 .3.3 RPA 99/ V 2003).

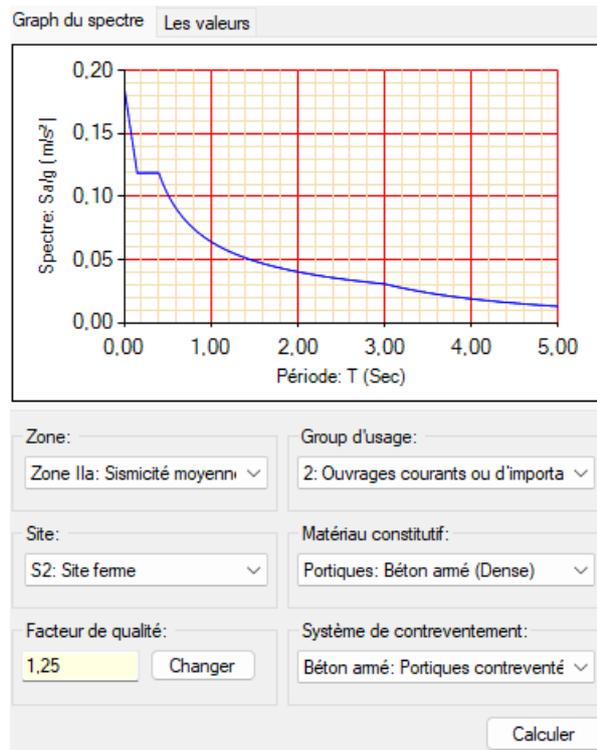


Figure V.6. Spectre de réponse

Donc : $Q = Q_y = 1,25$ (La plus pénalisante)

$$Q = 1,25 \quad R = 4 \quad A = 0,15 \quad W = 20745,64 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \rightarrow V_{stx} = \frac{0,15 \times 2,205 \times 1,25 \times 20745,64}{4} = 2144,25 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = 2144,25 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \rightarrow V_{sty} = \frac{0,15 \times 1,579 \times 1,25 \times 20745,64}{4} = 1535,50 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = 1535,50 \text{ KN}$$

Puis en relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{dyn\ x} = 1840,22 \text{ KN}$$

$$V_{dyn\ y} = 1933,55 \text{ KN}$$

Comparaison des résultats :

$$V_{dyn\ x} = 1840,22 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 1715,40 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{dyn\ y} = 1933,55 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 1228,40 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003 est résumée dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification de la résultante des forces sismique

Sens	D	Q	Vdyn Kn	Vst kN	0.8XVst kN	Remarque
X-X	2,205	1,25	1840.22	2144,25	1715,40	Condition vérifiée
Y-Y	1,579	1,25	1933.55	1535,50	1228,40	Condition vérifiée

V.6.5. Vérification de l'excentricité

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans.

Soit :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

Suivant X-X : $|CM - CR| \leq 5\% LX \rightarrow |CM - CR| \leq 0.05 \times 26,3 = 1,315m$

Suivant Y-Y : $|CM - CR| \leq 5\% Ly \rightarrow |CM - CR| \leq 0.05 \times 9,5 = 0,475m$

Tableau V.7. Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique	
	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr	Ex	Ey
RDC	13,113	4,433	13,128	4,634	0,015	0,201
1	13,113	4,433	13,111	4,239	0,002	0,194
2	13,113	4,433	13,092	4,158	0,021	0,275
3	13,113	4,433	13,077	4,141	0,036	0,292
4	13,113	4,433	13,066	4,130	0,047	0,303
5	13,115	4,435	13,059	4,123	0,056	0,312
6	13,126	4,479	13,06	4,700	0,066	0,221

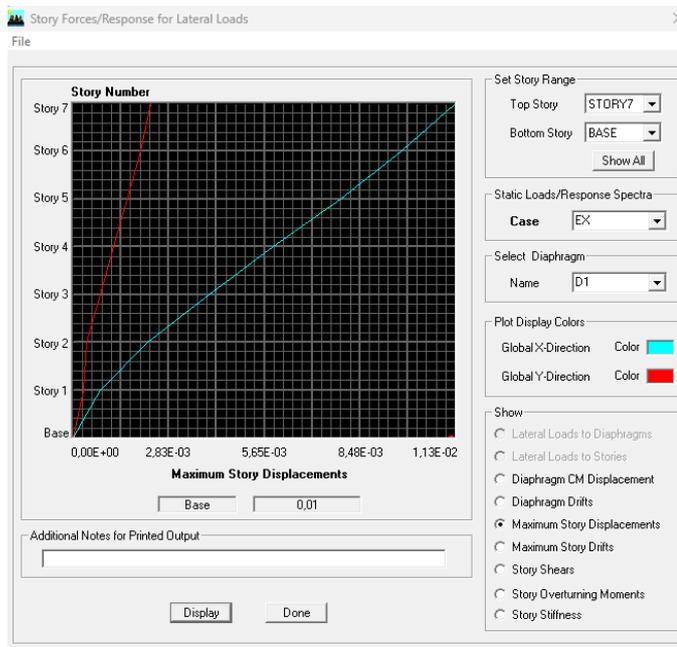
Les résultats de calcul de l'excentricité révèlent que l'excentricité théorique pour chaque niveau est inférieur à l'excentricité accidentelle.

V.6.6. Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec logiciel **ETABS** et le comparer à la flèche admissible **fadm**.

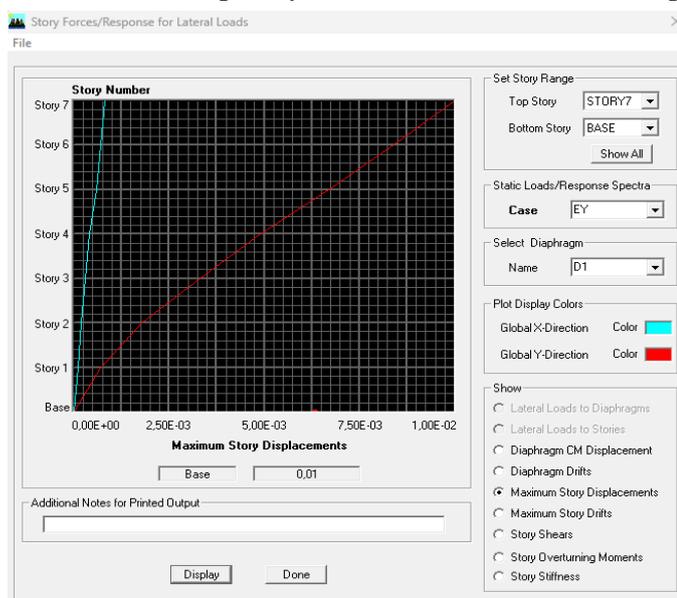
$Fadm = Ht / 500 = 22.61 / 500 = 0.04522 \text{ m}$ (Art B.6.5.3/BAEL91)

Déterminer du déplacement maximal avec ETABS Dans le sens longitudinal : On suite le cheminement suivant : **Didplay** → **Show Story Réponse**



Dans le sens transversal :

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement :



Résultat trouvée:

- Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.01m
- Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01m
- Flèche admissible : 0.04522 m

V.6.7. Justification vis à vis des déformations

Selon l'article 5.10 RPA 99 /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.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \text{ avec : } \delta k = R \times \delta e k$$

δk : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement : $R = 4$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	hk	Sens longitudinal (m)					Sens transversal (m)				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	$\delta_k - 1$ (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/hk (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	$\delta_k - 1$ (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/hk (%)
6	3.23	0,0106	0,0424	0,0333	0,0308	0,00455	0,01	0,04	0,0317	0,0308	0,00455
5	3.23	0,0091	0,0364	0,029	0,02625	0,0063	0,0083	0,0332	0,0266	0,02625	0,0063
4	3.23	0,0074	0,0296	0,024	0,0217	0,007	0,0066	0,0264	0,0215	0,0217	0,007
3	3.23	0,0056	0,0224	0,0186	0,01645	0,00805	0,0049	0,0196	0,0163	0,01645	0,00805
2	3.23	0,0038	0,0152	0,0131	0,0112	0,0084	0,0033	0,0132	0,0114	0,0112	0,0084
1	3.23	0,0021	0,0084	0,0077	0,00595	0,00735	0,0018	0,0072	0,0065	0,00595	0,00735
RDC	3.23	0,0007	0,0028	0,0028	0,0021	0,00385	0,0007	0,0028	0,0028	0,0021	0,00385

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage 1,0% $h_e=3,23$; donc la condition est vérifiée.

V.6.8 : Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du second ordre appelé aussi l'effet P- Δ peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" ;

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si } T > 0,7 \text{sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque: $T = 0,518 \text{Sec} \leq 0,7 \text{Sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i ; j$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

Si : $\begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$

Tableau V.9 Vérification à l'effet P- Δ

Niveau	hauteur	W_i	P_k	Sens x			Sens y		
				Δ_k	V_k	θ	Δ_k	V_k	θ
6	22,61	2897,84	2897,84	0,0308	54,93	0,071	0,0308	54,93	0,071
5	19,38	2938,45	5836,29	0,02625	146,49	0,053	0,02625	146,49	0,053
4	16,15	2938,44	8774,73	0,0217	274,67	0,042	0,0217	274,67	0,042
3	12,92	2938,44	11713,17	0,01645	1556,45	0,009	0,01645	1556,45	0,009
2	9,69	3010,83	14724	0,0112	1684,63	0,01	0,0112	1684,63	0,01
1	6,46	3010,83	17734,83	0,00595	1776,19	0,009	0,00595	1776,19	0,009
RDC	3,23	3010,83	20745,64	0,0021	1831,12	0,007	0,0021	1831,12	0,007

Remarque:

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique, on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme.

V.7. Conclusion

Le bon choix de la disposition des voiles de contreventement en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire tous les conditions exigées par le **R.P.A99/version 2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1. Introduction

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

VI.2. Étude des charges verticales et horizontales

L'étude charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme (ETABS V 9.6.0) ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.3. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [B.A.E.L 91 modifiée 99 et R.P.A 99/ (version 2003)].

VI.3.1. Poutres

- Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99)
 $1,35G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]
 $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

VI.3.2. Poteaux

- Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99)
 $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]
 $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

Avec : G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.4. Ferrailage des poutres

VI.4.1. Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1} .

- Sollicitation du 2^{ème} genre $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « **E.L.U** » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b).

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ MPa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ MPa.

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ MPa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ MPa.

VI.4.2. Les armatures minimales

D'après le **R.P.A 99/ (version 2003)** on à :

➤ Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$

➤ Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone courante) ;

$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t$ (Zone de recouvrement).

VI.4.3. Les Poutres (principales) (30x40) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 72 \text{ cm}^2.$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VI.4.3.1. Exemple de calcul

a) Poutre principales (RDC, 1^{er}, 2^{ème}.)

➤ **En travée**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 60,77 \text{ KN. m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 44,08 \text{ KN. m.}$$

$M_{sp2}/M_{sp1} = 0,73 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p1}).

Données : • Largeur de la poutre $b=30$ cm ;

- Hauteur de la section $h_t=40$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=36$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.1: Exemple de ferrillage des poutres principales en travée.

Moment ultime M_u	M_u	60,77 KN.m	$\mu=0,110 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,110	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,941$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,15 cm²	

➤ **Sur appuis**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 62,023 \text{ KN.m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 45,00 \text{ KN.m.}$$

$M_{sp2}/M_{sp1} = 0,72 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p1}) .

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$;
- Hauteur de la section $h_t=40\text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=36\text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.2 : Exemple de ferrillage des poutres principales sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	62,023 KN.m	$\mu=0,112 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,112	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,940$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,27 cm²	

VI.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	Amin (cm ²)	Acalculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 2 ^{ème}	Appuis	62,023	45,00	62,023	6,00	5,27	3T12+3T12=6,78
	Travée	60,77	44,08	60,77		5,15	3T12+3T12=6,78
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	Appuis	67,97	49,38	67,97	6,00	5,80	3T12+3T12=6,78
	Travée	70,77	51,34	114,43		6,06	3T12+3T12=6,78
Terrasse	Appuis	63,29	45,9	63,29	6,00	5,11	3T12+3T12=6,78
	Travée	66,21	48,07	66,21		5,64	3T12+3T12=6,78

VI.4.4. Les Poutres (secondaires) (30x35) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 63 \text{ cm}^2.$$

VII.4.4.1. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	Amin (cm ²)	Acalculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 2 ^{ème}	Appuis	30,25	21,91	30,25	5,25	2,86	3T12+2T12=5,65
	Travée	46,84	33,96	46,84		4,54	3T12+2T12=5,65
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	Appuis	47,34	34,34	47,34	5,25	4,59	3T12+2T12=5,65
	Travée	73,49	53,32	73,49		7,41	3T14+3T12=8,01
Terrasse	Appuis	30,89	22,40	30,89	5,25	2,93	3T12+2T12=5,65
	Travée	58,86	42,71	58,86		5,8	3T12+2T12=5,65

VI.4.5. Calcul des armatures transversales

VI.4.5.1. Diamètre des armatures transversales

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

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 16) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

VI.4.5.2. Calcul de L'espace

Selon le R.P.A 99/version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (36 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right. \leq 30 \text{ cm.}$$

- **Zone nodale**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (1,2\Phi_l ; h/4) \\ S_t \leq \min (19,20 ; 10 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

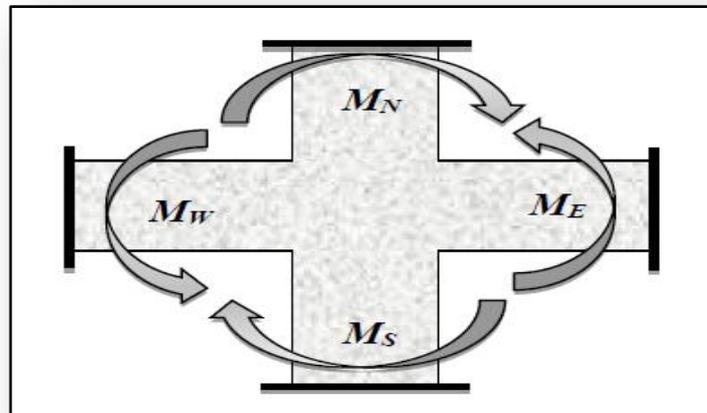


Figure VI.1 : Répartition des moments dans la zone nodale.

- **Zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm.}$$

VI.4.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \cdot \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

VI.4.7. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 25,10\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,91 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 23,90\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 7,03 \text{ cm.}$$

VI.4.8.La longueur de recouvrement

D'après le **R.P.A 99/version 2003**, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

VI.4.9.Les vérifications

VI.4.9.1.Vérifications des contraintes (E.L.S)

e)Poutre(principale) (30x40) cm²

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2.$$

$A_{adopté} > A_{min}$ Condition vérifiée.

➤ **En travée**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 70,77 \text{ KN. m}$

$$M_{ser} = 51,34 \text{ KN. m}$$

$$\alpha = 0,312 \text{ et } \gamma = \frac{70,77}{51,34} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \quad ; \quad \alpha \leq 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur appuis**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en appui $M_{a max} = 67,97 \text{ KN. m.}$

$$M_{ser} = 49,97 \text{ KN. m.}$$

$$\alpha = 0,198 \text{ et } \gamma = \frac{67,97}{49,97} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} \quad ; \quad \alpha \leq 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.9.2.Vérification de l'effort tranchant

f)Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 61,09\text{KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{61,09 \times 10^3}{0,30 \times 0,36} = 0,56 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \{ \min(0,2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) ; 5 \text{ MPa} \}$

$\tau_u = 0,56\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Pas de risque du cisaillement.

VI.4.9.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

B.A.E.L91 modifiée 99 (Art B.6.5).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{L} < \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

g) Poutres principales

$$M_{tmax} = 7,07 \text{ t.m ;}$$

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(4,15+0,64) \times 5^2}{8} = 14,96 \text{ t.m.}$$

(à l'E.L.S) ; $A_s = 4,12 \text{ cm}^2$.

$$\frac{h}{L} > 1/16 ; 0,08 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} > M_t/10M_0 ; 0,08 > 0,04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} ; 0,003 < 0,010 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Poutre (secondaire) (30x 35) cm²

➤ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adopté} > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 73,49 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 53,14 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,312 \text{ et } \gamma = \frac{73,49}{53,14} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en appui $M_{a max} = 47,34 \text{ KN.m}$.

$$M_{ser} = 34,80 \text{ KN.m.}$$

$$\alpha = 0,198 \text{ et } \gamma = \frac{47,34}{34,8} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,43 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.9.4. Vérification de l'effort tranchant**i) Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)**

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 38,72 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{38,72 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,41 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$

$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

VI.4.9.5. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

B.A.E.L91 modifiée 99 (Art B.6.5).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{L} < \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

j) Poutres principales

$M_{t\max} = 7,34 \text{ t. m}$;

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(4,15+0,64) \times 4,9^2}{8} = 14,37 \text{ t. m.}$$

(à l'E.L.S) ; $A_s = 4,12 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > 1/16$; $0,071 > 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} > M_t/10M_0$; $0,071 > 0,05 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

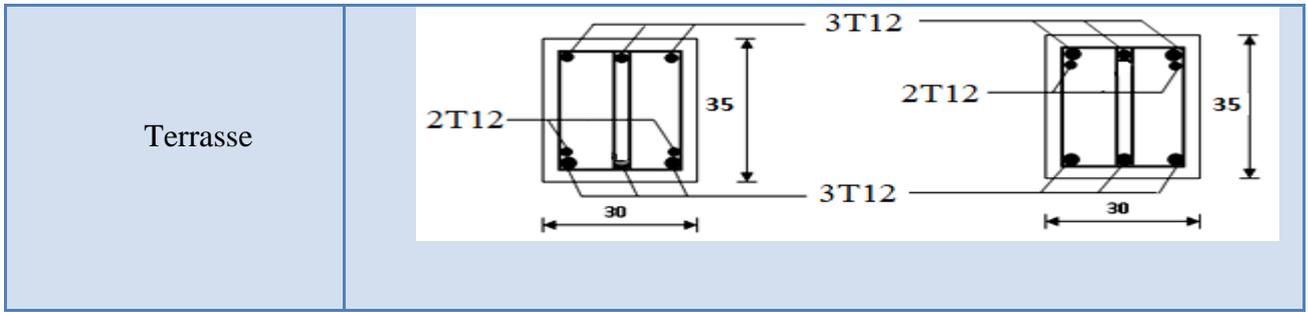
$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}$; $0,004 < 0,010 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Tableau VI.5: Ferrailage des poutres principales.

Niveau	Travée	Appuis
RDC au 2 ^{ème}		
3 ^{ème} au 5 ^{ème}		
Terrasse		

Tableau VI.6: Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Travée	Appuis
RDC au 2 ^{ème}		
3 ^{ème} au 5 ^{ème}		



VI.5.Ferrailage des poteaux

VI.5.1.Méthode de calcul

En général, Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante

- 1^{er} Genre : $1,35G+1,5Q \begin{cases} N_{max} ; M_{coresp} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{coresp} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{coresp} \rightarrow A_3 \end{cases}$

- 2^{ème} Genre : $0,8G \pm E. \begin{cases} N_{max} ; M_{coresp} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{coresp} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{coresp} \rightarrow A_6 \end{cases}$

Dans le calcul relatif aux « E.L.U », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa.} \end{cases}$

Pour les autres cas : $\begin{cases} \gamma_s = 1,1 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1, \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.} \end{cases}$

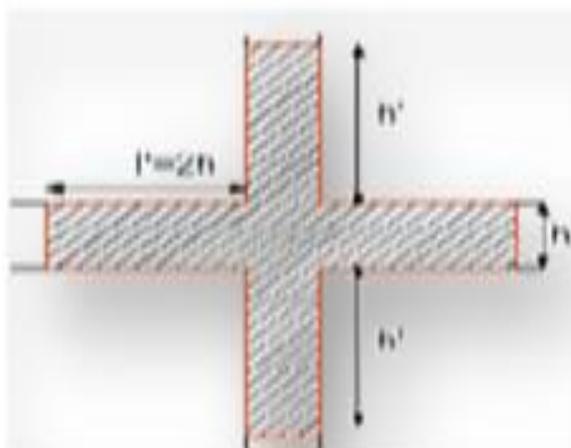


Figure VI.5 : Zone nodale.

VI.5.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99/version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa).
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

La zone nodale est définie par l' et h' , $l' = 2h$.

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

VI.5.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites

Tableau VI.7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.

Famille des poteaux	$A_{\min}=0,8 \% b.h_t$	$A_{\max 1}=4\% b.h_t$	$A_{\max 2}=6\% b.h_t$
(40x40) cm ²	12,80 cm ²	64,00 cm ²	96,00 cm ²
(35x35) cm ²	9,80 cm ²	49,00 cm ²	73,50 cm

Tableau VI.8: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

Famille		(40x40)	(35x35)
Combinison			
(a)	N_{\max} (kN)	1451,71	765,02
	M_{corr} (kN.m)	2,758	1,461
(b)	N_{\min} (KN)	301,56	159,82
	M_{corr} (KN.m)	0,784	0,416
(c)	M_{\max} (KN.m)	2,379	1,26
	N_{corr} (KN)	1322,19	700,761

Tableau VI.9: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

Famille		(40x40)	(35x35)
Combinison			
(a)	N_{\max} (KN)	699,5	370,74
	M_{corr} (KN.m)	2,098	1,111
(b)	N_{\min} (KN)	142,73	75,647
	M_{corr} (KN.m)	0,285	0,151
	M_{\max} (KN.m)	11,736	6,22
	N_{corr} (KN.)	652,01	345,565

VI.5.4.Exemple de calcul

Poteau de section (40×40) cm².

VI.5.4.1.Calcul les armatures longitudinale

Données :

- Largeur du poteau $b = 40$ cm ;
- Hauteur de la section $h_t = 40$ cm ;
- Enrobage $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 37,5$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

a) Combinaison du 1^{ère} genre

➤ 1^{er} cas :

$$N_{\max} = 1451,71 \text{ KN ;}$$

$$M_{\text{corresp}} = 2,758 \text{ KN.m.}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,758}{1451,71} = 0,0019 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1451,71 \times \left(0,375 - \frac{0,4}{2} + 0,0019 \right) = 230,67 \text{ N.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1451,71 \text{ KN} < 1836,432 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 230,67 \text{ KN.m} < 331,5 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

➤ 2^{ème} cas

$$\Rightarrow N_{\min} = 301,56 \text{ KN ; } M_{\text{corresp}} = 0,784 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,784}{301,56} = 0,0025 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 301,56 \times \left(0,375 - \frac{0,4}{2} + 0,0025 \right) = 55,48 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$$N_u = 301,56 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$M_u = 53,52 \text{ KN.m} < 87,97 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

➤ **3^{ème} cas**

$$M_{\max} = 2,379 \text{ KN.m} ;$$

$$N_{\text{corresp}} = 1322,19 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,379}{1322,19} = 0,0017 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1322,19 \times \left(0,375 - \frac{0,4}{2} + 0,0017 \right) = 233,63 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 1322,19 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 233,63 \text{ KN.m} < 237,11 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

b) Combinaisons du 2^{ème} genre

➤ **1^{er} cas**

$$N_{\max} = 699,5 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 2,098 \text{ KN.m.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,098}{699,5} = 0,003 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 699,5 \times \left(0,375 - \frac{0,4}{2} + 0,003 \right) = 124,51 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$N_u = 699,5 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 124,51 \text{ KN.m} < 165,02 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

2^{ème} cas

$$N_{\min} = 142,72 \text{ kN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 0,285 \text{ KN.m.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,285}{142,72} = 0,002 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 142,72 \times \left(0,375 - \frac{0,4}{2} + 0,002 \right) = 25,26 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 142,72 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 25,26 \text{ KN.m} < 35,12 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_s = A'_s = 0$).

➤ **3^{ème} cas**

$$\Rightarrow M_{\max} = 11,736 \text{ KN.m} ;$$

$$N_{\text{corresp}} = 652,01 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11,736}{652,01} = 0,018 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 652,01 \times \left(0,375 - \frac{0,4}{2} + 0,018 \right) = 125,96 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 652,01 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 125,96 \text{ KN.m} < 156,66 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$).

➤ **Section adoptée**

$$A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 12,8)$$

$$A_{\text{adopté}} = 12,8 \text{ cm}^2.$$

VI.5.5.Exemple de calcul

Poteau de section (35×35) cm².

VI.5.5.1.Calcul les armatures longitudinale

Données :

- Largeur du poteau $b = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 40 \text{ cm}$;
- Enrobage $c = 2,5 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 32,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

a) Combinaison du 1^{ère} genre

➤ **1^{er} cas :**

$$N_{\max} = 765,02 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 1,461 \text{ KN.m.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,461}{765,02} = 0,0019\text{m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 765,02 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,0019 \right) = 116,20\text{N. m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 765,02\text{KN} < 1406,01\text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 116,20\text{ KN. m} < 187,97\text{ KN. m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=A'_1=0$).

➤ **2^{ème} cas**

$$\Rightarrow N_{\min} = 159,82\text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 0,416\text{ KN. m}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,416}{159,82} = 0,0026\text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 159,82 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,0026 \right) = 24,33\text{ KN. m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 159,82\text{ KN} < 1406,01\text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 24,33\text{ KN. m} < 49,29\text{KN. m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

➤ **3^{ème} cas**

$$M_{\max} = 1,26\text{ KN. m} ;$$

$$N_{\text{corresp}} = 700,761\text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,26}{700,761} = 0,0018\text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 700,761 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,0018 \right) = 106,37\text{ KN. m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 700,761\text{ KN} < 1406,01\text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 106,37\text{ KN. m} < 176,85\text{ KN. m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

b) Combinaisons du 2^{ème} genre

➤ 1^{er} cas

$$N_{\max} = 370,74 \text{ KN ;}$$

$$M_{\text{corresp}} = 1,111 \text{ KN. m.}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,111}{370,74} = 0,0029 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 370,74 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,0029 \right) = 56,68 \text{ KN. m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right). \end{cases}$$

$$N_u = 370,74 \text{ KN} < 1406,01 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 56,68 \text{ KN. m} < 106,24 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

2^{ème} cas

$$N_{\min} = 75,647 \text{ kN ;}$$

$$M_{\text{corresp}} = 0,151 \text{ KN. m.}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,151}{75,647} = 0,0019 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 75,647 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,0019 \right) = 11,49 \text{ KN. m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \times \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 75,647 \text{ KN} < 1406,01 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 11,49 \text{ KN. m} < 24,42 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

➤ 3^{ème} cas

$$\Rightarrow M_{\max} = 6,22 \text{ KN. m ;}$$

$$N_{\text{corresp}} = 345,565 \text{ KN.}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,22}{345,565} = 0,018 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 345,565 \times \left(0,325 - \frac{0,35}{2} + 0,018 \right) = 52,45 \text{ KN. m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 345,565 \text{ KN} < 1406,01 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 52,45 \text{ KN.m} < 99,93 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$).

➤ **Section adoptée**

$A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}$.

$A_{adopté} = \max(A1, A2, A3, A4, A5, A6, , A_{min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 9,8)$

$A_{adopté} = 9,8 \text{ cm}^2$.

Tableau VI.10:Tableau récapitulatif du ferrillage des poteaux.

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)		
(40x40)	(a)	1451,71	2,758	0	699,5	2,098	0	12,80	4T16+4T14 As = 14,20
	(b)	301,56	0,784	0	142,73	0,285	0		
	(c)	1322,19	2,379	0	652,01	11,736	0		
(35x35)	(a)	765,02	1,461	0	370,74	1,111	0	9,80	4T14+4T12 As = 10,68
	(b)	159,82	0,416	0	75,647	0,151	0		
	(c)	700,761	1,26	0	345,565	6,22	0		

VI.5.5.2.Calcul des armatures transversales des poteaux de section (40x40) cm².

a)Diamètre des armatures transversales

$\Phi_t = \Phi / 3 ;$

$\Phi_t = 20/3 ;$

$\Phi_t = 8 \text{ mm} ;$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

b)Calcul de l'espacement

D'après le **R.P.A 99/ version 2003** on à :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \Phi_L ; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 21 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

c) Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0.$$

$$\lambda_g = 0,7 \times L_0 / b = \frac{0,7 \times 3,23}{0,4} = 5,65 \text{ m}.$$

$\lambda_g = 5,65 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$ (D'après le **RPA.99/version 2003** "Art 7.4.2.2").

$$\text{donc: } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 2,5 \times 17,4}{40 \times 235} = 0,07 \text{ cm}^2.$$

k) Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,05 \% \rightarrow \lambda_g = 5,65 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0005 \times 10 \times 40 = 0,2 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0005 \times 15 \times 40 = 0,3 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 15 \text{ cm} . \end{cases}$$

l) Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_c$; Ronds lisses $\Rightarrow f_c = 235 \text{ MPa}$.

$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

m) Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{323}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm} . \\ L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} . \end{array} \right.$$

VI.5.5.3. Les vérifications

VI.5.5.4. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_c}{\gamma_s} \right)$$

Avec

α : Coefficient fonction de l'élançement I ;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} 0,85 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ \frac{1}{1+0,2 \times (\lambda/35)^2} & \dots\dots\dots \\ 0,6 \times (\lambda/35)^2 & \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 2,26$.

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,11 \text{ m}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,26}{0,11} \Rightarrow \lambda = 20,54 \Rightarrow \alpha = 0,79.$$

-La section réduite : $B_r = 1444 \text{ cm}^2$

-Selon « **R.P.A 99/version 2003** » $A_s = 0,8 \% \times B_r \dots\dots\dots$ Zone IIa

$$A_s = 0,8 \% \times B_r = 11,55 \text{ cm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,79 \times \left(\frac{0,1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 11,55 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 2429,89 \text{ KN}.$$

On a $N_{\max} = 1451,71 \text{ KN} < N_u = 2429,89 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

VI.5.5.5. Calcul des armatures transversales des poteaux de section (35×35) cm².

a) Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \Phi / 3 ;$$

$$\Phi_t = 20 / 3 ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} ;$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) Calcul de l'espacement

D'après le **R.P.A 99/ version 2003** on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 21 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

c) Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0.$$

$$\lambda_g = 0,7 \times L_0 / b = \frac{0,7 \times 3,23}{0,35} = 6,64 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = 6,64 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (D'après le RPA.99/version 2003" Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc: } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{15 \times 2,5 \times 27,12}{35 \times 235} = 0,123 \text{ cm}^2.$$

n) Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,05 \% \rightarrow \lambda_g = 6,64 > 5$$

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0005 \times 10 \times 35 = 0,175 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0005 \times 15 \times 35 = 0,3262 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

o) Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_c ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_c = 235 \text{ MPa.}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 35 / 235 = 0,89 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

p) Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{323}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \right) = 60 \text{ cm.} \\ L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.} \end{cases}$$

V.6. Les vérifications

V.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_c}{\gamma_s} \right)$$

Avec

α : Coefficient fonction de l'élanement l ;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ \frac{0,6 \times (\lambda/35)^2}{\dots \dots \dots} \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 2,26.$

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,10 \text{ m.}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,26}{0,10} \Rightarrow \lambda = 22,6 \Rightarrow \alpha = 0,78.$$

-La section réduite : $B_r = 1089 \text{ cm}^2$

-Selon « R.P.A 99/version 2003 » $A_s = 0,8 \% \times B_r \dots\dots\dots$ Zone IIa

$$A_s = 0,8 \% \times B_r = 8,71 \text{ cm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,79 \times \left(\frac{0,1089 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 8,71 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 1832,5 \text{ KN.}$$

On à $N_{\max} = 765,02 \text{ KN} < N_u = 1832,5 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau

Tableau VI.11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Étage	i	λ	α	A_s (cm^2)	B_r (cm^2)	N_u^{\max} (KN)	N_u (KN)	Observation
RDC → 2 ^{ème}	0,11	20,54	0,79	11,55	1444	1451,71	2429,89	Condition vérifiée
3 ^{ème} → 6 ^{ème}	0,10	22,6	0,78	8,71	1089	765,02	1832,5	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

VI.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau le plus sollicité (40×40) cm^2 »

$$T_{\max} = 10,08 \text{ KN.}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{10,08 \times 10}{40 \times 36} = 0,07 \text{ MPa.}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ MPa.}$

$\tau_u = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

Tableau VI. 12:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles.

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
		$N_U(t)$	M_u (t.m)	A_{cal} (cm^2)	$N_U(t)$	M_u (t.m)	A_{cal} (cm^2)		
(40x40)	(a)	1447,11	2,862	0	713,45	2,853	0	12,80	4T16+4T14 $A_s = 14,20$
	(b)	171,35	1,143	0	89,27	0,571	0		
	(c)	519,89	27,808	0	201,11	13,661	0		
(35x35)	(a)	765,02	2,399	0	371,78	1,184	0	9,80	4T14+4T12 $A_s = 10,68$
	(b)	62,9	1,222	0	12,9	0,229	0		
	(c)	118,77	41,255	0	58,62	19,568	0		

Tableau VI.13: Ferrailages des poteaux.

Niveaux	Poteaux non liés aux voiles	Poteaux liés aux voiles
(RDC → 2 ^{ème} étage)	<p>4T16+4T14</p> <p>40 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>4T16+4T14</p> <p>40 cm</p> <p>40 cm</p>
(3 ^{ème} → 6 ^{ème} étage)	<p>4T14+4T12</p> <p>35 cm</p> <p>35 cm</p>	<p>4T14+4T12</p> <p>35 cm</p> <p>35 cm</p>

VI.7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage de différents éléments de portique (poteaux, poutres).

Les poutres sont calculées en flexion simple.

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

VI.8. Etude des voiles

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

VI.9. Le système de contreventement

Les voiles sollicités à la fois par des efforts normaux dus aux charges verticales et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leur plan dus aux actions horizontales.

Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans les fondations ou au niveau du Rez-de-chaussée ; ces consoles pouvant, en fonction de leur élancement, être analysées soit comme des poutres, soit comme des parois porteuses.

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile-portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

VI.9.1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION) ;
 - Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
 - L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).
- vérifier selon le règlement **R.P.A 99/ (version 2003)**.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

La méthode de calcul des voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa.}$$

Avec

N : Effort normal appliqué ;

M : Moment fléchissant appliqué ;

A : Section du voile ;

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie ;

On distingue **3 cas** :

➤ 1^{er} cas

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/ version 2003**

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

➤ 2^{ème} cas

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = Ft / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **R.P.A 99/version 2003**.

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

➤ 3^{ème} cas

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.9.2. Les recommandations du R.P.A99/version 2003

- Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **R.P.A 99/version 2003** exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10 %.

- Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

- Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec : } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Ferrailage des voiles

Exemple de calcul (Voile type 1) Le plus sollicité en I

$$A = 0,995 \text{ m}^2;$$

$$I = 2,10 \text{ m}^4;$$

$$V = 2,65 \text{ m};$$

$$N = 208,91 \text{ t};$$

$$M = 16,03 \text{ t.m};$$

$$T = 0,026 \text{ t}.$$

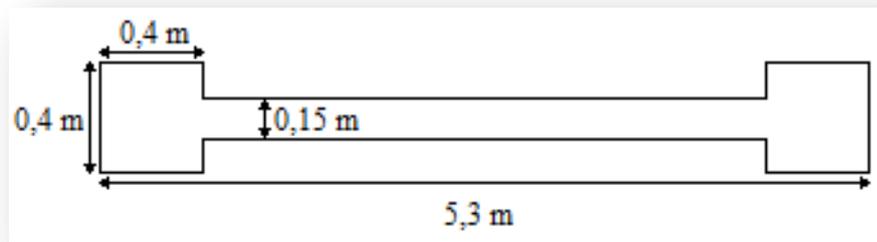


Figure VI.3 : Voile type 1

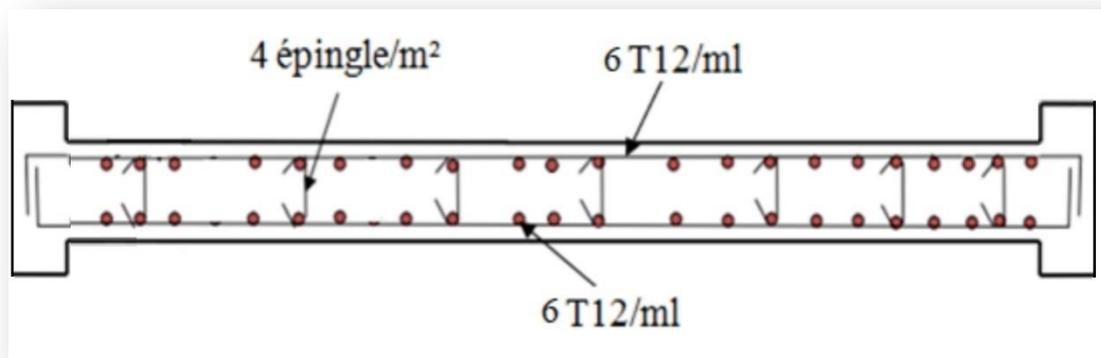


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du mur voile type 1

VI.9.3.Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{208,91 \times 10^{-2}}{0,995} + \frac{16,03 \times 2,65 \times 10^{-2}}{2,10} = 2,30 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{208,91 \times 10^{-2}}{0,995} - \frac{16,03 \times 2,65 \times 10^{-2}}{2,10} = 1,89 \text{ MPa.}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/ version 2003**.

VI.9.3.1.Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99/ version 2003** on a :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 15 \times 100) = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 150}{10} \Rightarrow D \leq 15 \text{ cm} \\ \text{On adopte : } D = 12 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

➤ **L'espacement**

• Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 15 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Selon le **R.P.A99/version 2003** on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 15 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est 6T12 ($A_{\text{adoptir}} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

VI.9.3.2.Calcul des armatures horizontales

D'après le **R.P.A99/version 2003**, on adopte le même ferrillage que les armatures verticales soit 6T12 ($A_{\text{adopté}} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm.

VI.9.3.3.Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le B.A.E.L 91 modifier 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc 4Ø8 par m².

VI.9.4.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$$

Avec

$$\overline{T} = 1,4 T_{\text{cal}} \text{ l'effort tranchant de calcul majoré de } 40\% ;$$

a : Épaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\overline{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 0,026 \times 10^3}{150 \times 5300} = 0,000045 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,000045 \text{ MPa} < \overline{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

« Donc pas de risque de cisaillement ».

Voile (Type 2) En T

$$A = 0,505\text{m}^2;$$

$$I = 0,51\text{ m}^4;$$

$$V = 1,55\text{m};$$

$$N = 59,41\text{ t};$$

$$M = 13,03\text{t.m};$$

$$T = 0,04\text{ t}.$$

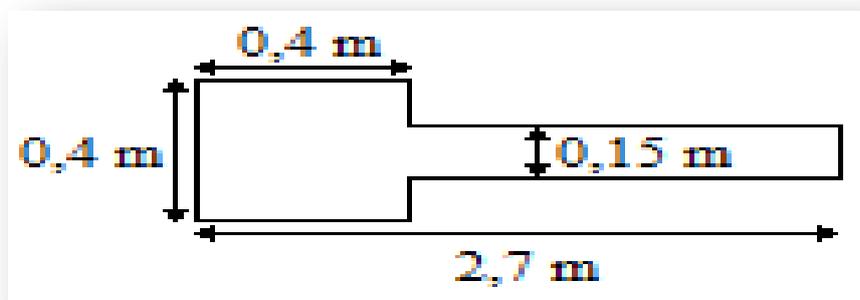


Figure VI.5 : Voile type 2

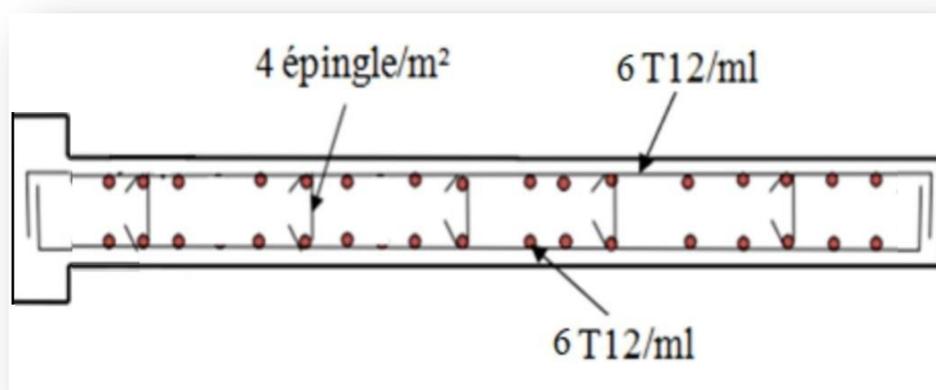


Figure VI.6: Schéma de ferrailage du mur voile type 2

VI.9.4.1.Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{59,41 \times 10^{-2}}{0,505} + \frac{13,03 \times 1,55 \times 10^{-2}}{0,51} = 1,57\text{ MPa}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{59,41 \times 10^{-2}}{0,505} - \frac{13,03 \times 1,55 \times 10^{-2}}{0,51} = 0,78\text{MPa}.$$

On a la $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue».

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/ version 2003**.

VI.9.4.2. Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99/ version 2003** on a :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

On calcule le ferrillage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 15 \times 100) = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ Le diamètre

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 150}{10} \Rightarrow D \leq 15 \text{ cm} \\ \text{On adopte : } D = 12 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

➤ L'espacement

• Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 15 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Selon le **R.P.A99/version 2003** on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 15 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est 6T12 ($A_{\text{adopté}} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

VI.9.4.3. Calcul des armatures horizontales

D'après le **R.P.A99/version 2003**, on adopte le même ferrillage que les armatures verticales soit 6T12 ($A_{\text{adopté}} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm.

VI.9.4.4. Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le B.A.E.L 91 modifier 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc 4Ø8 par m².

VI.9.5. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

Avec

$$\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}} \text{ l'effort tranchant de calcul majoré de } 40\% ;$$

a : Épaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 0,04 \times 10^3}{150 \times 2700} = 0,00013 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,00013\text{MPa} < \bar{\tau} = 5\text{MPa}$Condition vérifiée.
« Donc pas de risque de cisaillement ».

VI.11.Conclusion

Les voiles jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **R.P.A 99/version 2003** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Chapitre VII

Etude des fondations

VII.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

Dimensionnement à l'E.L.S : $N_{ser} = G + Q$;

Ferrailage à l'E.L.U : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$;

- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $\begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
- La facilité de réalisation.

VII.2. Le voile périphérique

Le voile périphérique (pour un vide sanitaire) est un mur en béton armé qui entoure tout le bâtiment et assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base et la construction.

D'après le **R.P.A 99/version 2003**, le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 4 \text{ KN/m}^2$;

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$;

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 20,53^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$$

$$\text{avec } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{23,53^\circ}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(33,235^\circ) = 0,432$$

$$K_a' = K_a = 0,432.$$

VII.2.1. Dimensionnement

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h}{22} \rightarrow e \geq \frac{200}{22} \rightarrow e \geq 9,09 \text{ cm.}$$

Et D'après le **R.P.A 99/version 2003** ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15 cm.

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

VII.2.2. Calcul des charges

VII.2.2.1. Poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \text{ avec: } \begin{cases} P_1: \text{Poussé des terres.} \\ \gamma: \text{Poids spécifique des terres} \\ h: \text{Hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,432 \times 1,7 \times 4 = 1,47 \text{ t/ml.}$$

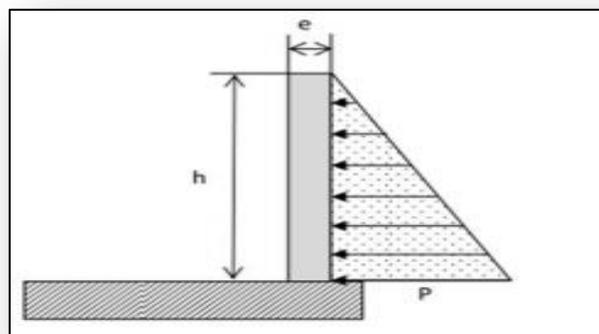


Figure VII. 1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

VII.2.2.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K_a' \times q \times h = 0,432 \times 0,4 \times 2 = 0,345 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K_a' \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

VII.2.2.3. La charge pondérée

$$Q = 1,35 \times P_1 + 1,5 \times P_2 = 1,35 \times 1,47 + 1,5 \times 0,345 = 2,50 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 2,50 \frac{\text{t}}{\text{ml.}}$$

VII.2.3.Ferraillage du voile périphérique

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2 - 0,55 = 1,45 \text{ m} ; L_y = 5 - 0,55 = 4,45 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{4,45} = 0,32 < 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens de la petite portée ,(sens L_x).

$$\alpha = 0,32$$

$$M_{ox} = \frac{q \cdot L_x^2}{8}$$

$$M_{ox} = \frac{2,5 \times 1,45^2}{8} = 0,65 \text{ t.m}$$

VII .2.3.1.Les valeurs des moments en travée sont

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0,49 \text{ t.m}$$

➤ Vérification

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Leftrightarrow 4,64 \text{ t.m} > 0,12 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.3.2.Calcul du Ferraillage

$$M_{tx} = 0,49 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,49 \times 10^4}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,49 \cdot 10^4}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VII.2.3.3.Condition de non fragilité

D'après **R.P.A 99/version 2003** on à :

$$A_{\min} = 2,50 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min} \right\}.$$

$$A_{\text{adopté}} = \max \left\{ 1,05 ; 2,50 ; 1,63 \right\}$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

VII.2.4. Les vérifications

VII.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 2,5 \times \frac{1,45}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,32}{2}} = 1,56 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o \cdot d} = \frac{1,56 \cdot 10^4}{100 \times 13,5 \times 10^2} = 0,12 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \times 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa.}$$

$\tau_{u \text{ limt}} = 1,17 \text{ MPa} > \tau_u = 0,12 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

VII.2.4.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\alpha = 0,32$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 1,815 \text{ t/ml.}$$

$$M_{\text{ox}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L_x^2}{8} = 0,51 \text{ t.m}$$

$$\{M_{\text{tx}} = 0,75 \times M_{\text{ox}} = 0,38 \text{ t. m.}$$

Calcul du Ferrailage

$$M_{\text{ser}} = 0,38 \text{ t. m}$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} + (n \times A)(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 1326,37 = 0 \Rightarrow y = 4,59 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + (n \times A)(d - y)^2 = 22132,69 \text{ cm}^4.$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{0,38 \cdot 10^4}{22132,69} \times 4,59 = 0,78 \text{ MPa.} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 0,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right). \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63).$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d-y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,38 \times 10^4}{22132,69} \times (13,5 - 4,59) = 22,94 MPa$$

$$\sigma_s = 22,94 MPa < \overline{\sigma_s} = 201,63 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à **L'.E.L.U.R** conviennent.. Le voile sera ferrillé en deux nappes avec

5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

VII.3.Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2,00bars à une profondeur de 3,10 m.

VII.3.1.Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

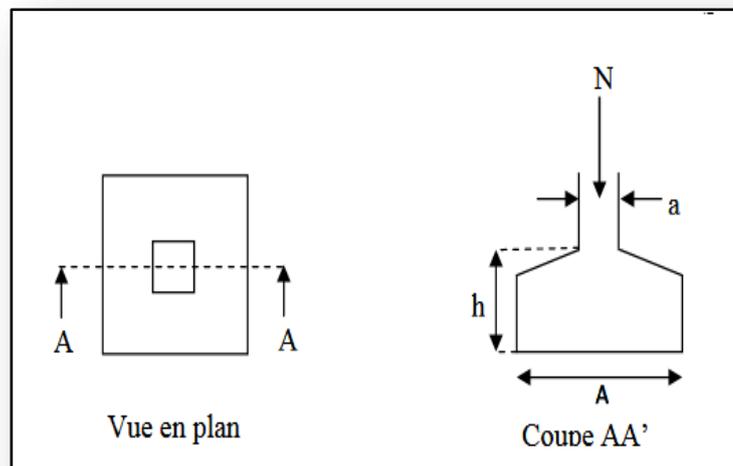


Figure VII.2:Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N:L'effort normal agissant sur la semelle obtenu par **l'ETABS 9.6.0** ;

S:Surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B× B), donc S= B².

$$N_s = 1048,3 \text{ KN};$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1048,3}{200}} \quad AN : B \geq 2,29 \text{ m.}$$

On prend $B = 2,5 \text{ m}$.

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\% .$$

$$\text{La surface du bâtiment est : } S_{\text{batiment}} = 264,33 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{150}{264,33} = 0,56 = 56\% > 50\% .$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,30m, on remarque qu'il va avoir une distance très proche entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VII.3.2. Vérification des radier général

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

VII.3.2.1. Définition du radier

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, et permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

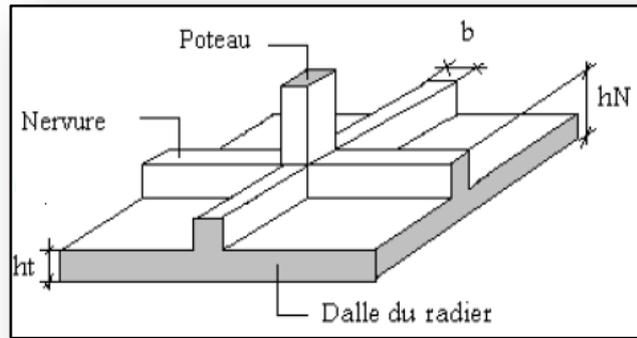


Figure VII.3: Radier général.

VII.3.2.2. Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \approx poids total de la structure).

VII.3.2.3. Poids supporté par le radier

G_T : la charge permanente totale ;

Q_T : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions

E. L. U : $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 1447,11 \text{ t}$.

E. L. S : $N_{ser} = G_T + Q_T = 1048,30 \text{ t}$.

VII.3.3. Pré-dimensionnement du radier

Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$.

$N = N_{ser} = 1048,30 \text{ t}$.

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{1048,30}{20} = 52,41 \text{ m}^2.$$

On prend $S_{radier} = 264,33 \text{ m}^2$

On prend un débord de $D=60 \text{ cm}$ de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise S_{radier} .

$$S_{radier} = 309,7 \text{ m}^2.$$

Avec

X : Longueur de bâtiment ;

Y : Largeur de bâtiment.

VII.3.3.1. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes.

- **1^{er} condition**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec

V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de 1 mètre linéaire $V_u = Q.L / 2$.

$$Q = 1\text{m} \times (N_u / S) = 4,67\text{t/m.}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5$ m.

$$v_u = \frac{(Q \times L)}{2} = \frac{1\text{m} \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1\text{m} \times (1447,11 / 309,7) \times 5}{2} = 11,68 \text{ t.}$$

$$d \geq \frac{11,68 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,077 \text{ m.} \dots \dots \dots (1)$$

2^{ème} Condition

De (1) , on a: $d \geq 7$ cm

Donc: $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (7 + 5) \Rightarrow h \geq 12$ cm

Soit: $h = 30\text{cm}$ et $d = (0,9 \times 30) = 27$ cm.

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 30$ cm.

VII.3.3.2. Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

($e = M/N \leq B/4$).

$$E = \frac{2,033}{1048,3} = 0,0019 \text{ m} < \frac{6,25}{4} = 1,56 \text{ m.}$$

VII.3.3.3. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L91 modifiée 99)

$$Q_u \leq 0,05 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = a + h_t = 10 + 30 = 40 \text{ cm.}$$

$$v = b + h_t = 10 + 30 = 40 \text{ cm.}$$

$$U_c = 2(40 + 40) = 160 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 46,70 \text{ kN} \leq 0,05 \times 160 \times 30 \times \frac{2,50}{1,50}$$

$$46,70 \text{ kN} \leq 400 \text{ kN.}$$

Il n'y pas de risque de poinçonnement.

VII.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

$$\Rightarrow 55,55 \text{ cm} \leq h \leq 83,33 \text{ cm.}$$

$$\frac{1}{3} h \leq b \leq \frac{2}{3} h$$

$$\Rightarrow 23,33 \text{ cm} \leq b \leq 46,66 \text{ cm.}$$

On prend :

$$b = 45 \text{ cm ;}$$

$$h = 70 \text{ cm ;}$$

$$d = 63 \text{ cm.}$$

VII.4.1. Vérifications de la poutre de libage

VI.4.1.1. Les contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,3 \times 309,7 + 0,70 \times 0,45 \times 146,5] = 347,64 \text{ t}$$

E.L.S:

$$N_{\text{ser}} = 347,64 + 1048,3 = 1395,94 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{1395,94}{309,7} = 4,50 \text{ t/m}^2.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 4,50 \text{ t/m}^2 \leq 20 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec :

I : Inertie de la poutre :

$$I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,70)^3 / 12 = 0,012 \text{ m}^4.$$

E : Module d'élasticité du béton

$$E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

b : Largeur de la poutre

$$b = 0,45 \text{ m.}$$

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 600 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,012}{600 \times 0,45}} = 4,89 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,6 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7,68 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

VII.4.1.2. Calcul des contraintes

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\sigma_m < 1,5\sigma_s$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} < \sigma_{\text{adm}} = 1,5\sigma_s$$

Tableau VII.1 : Vérification la stabilité du radier en situation accidentelle

	0,8G+E,G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (t)	1048,3	1048,3
M (t.m)	2,033	2,033
I(m ⁴)	20088,81	3179,74
σ_1	3,38	3,39
σ_2	3,38	3,37
σ_{moy}	3,38	3,38
σ_{adm}	30	30
La condition	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion

Pour les combinaisons accidentelles, les contraintes maximales et minimales sont vérifiées. IL n'y a donc aucun risque de soulèvement.

VII.4.2.Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{1447,11}{309,7} = 4,67 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 0,75 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \Rightarrow Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 3,92 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m²» à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :
 $Q = 3,92 \text{ t/m}^2$.

VII.4.3.Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **B.A.E.L 91 modifier 99**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VII.4.3.1.Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 3 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

$$\text{Dans le sens de grande portée: } M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2$$

Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

μ_x et μ_y : Sont des coefficients fonction de α et ν' (ν' prend 0 à l'E.L.U, 0,2 à l'E.L.S), (cours béton armé B.A.E.L 91 modifier 99).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

VII.4.3.2.Calcul du ferrillage

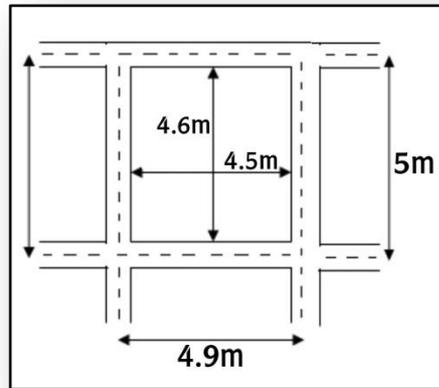


Figure VII.4: Schéma du panneau le plus défavorable

$\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ Pour tous les panneaux constituant le radier, donc la dalle porte dans les deux sens.

VII.4.3.3.Détermination des efforts

Tableau VII.2: les moments fléchissant suivant les deux sens.

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens(x)				Sens (y)			
			μ _x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	μ _y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
4,50	4,60	0,98	0,0385	3,06	2,295	1,53	0,956	2,93	2,197	1,465

VII.4.3.4.Calcul des armatures

a) Suivant L_x

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,295 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,989 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,295 \times 10^4}{0,989 \times 27 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

5T14 = 7,70 cm², avec un espacement de 25 cm.

➤ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,53 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,992 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,53 \times 10^4}{0,992 \times 27 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 33 cm

b) Suivant L_y

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,197 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,197 \times 10^4}{0,989 \times 27 \times 348} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

5T14 = 7,70 cm², avec un espacement de 25 cm.

➤ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,465 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,992 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,465 \times 10^4}{0,992 \times 27 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 33 cm.

VII.4.3.5. Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (90 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

St ≤ 33cmCondition vérifiée.

VII.5. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

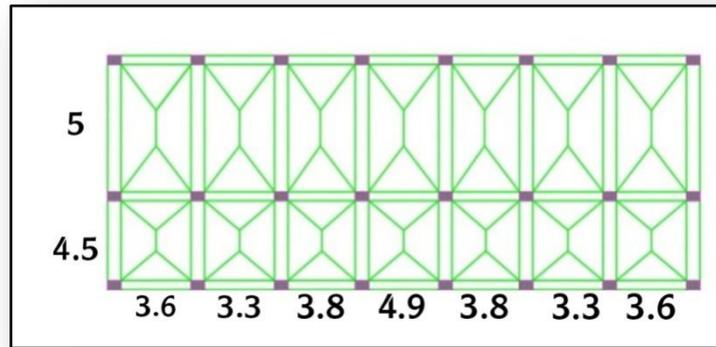


Figure VII.5 : Ligne de rupture d'un panneau.

VII.5.1.Sens longitudinale

a)Calcul des chargements (q_M)

q_M : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

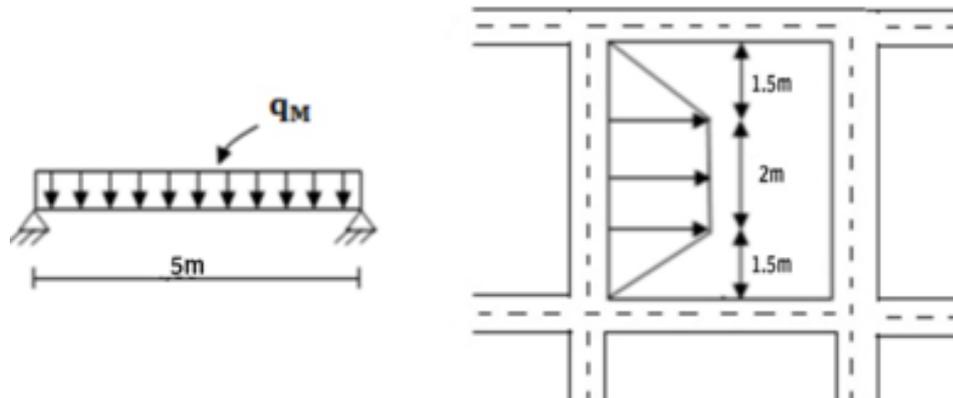


Figure VII.6: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_{m1}^2}{3.Ly_m^2} \right) . Lx_{m1} + \left(1 - \frac{Lx_{m2}^2}{3.Ly_m^2} \right) . Lx_{m2} \right]$$

Avec :

$$\begin{cases} L_{x_{max1}} = 3,80m \\ L_{y_{max}} = 5m \\ L_{x_{max2}} = 4,90m \\ q = 3,92t / m \end{cases}$$

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_{m1}^2}{3.Ly_m^2} \right) . Lx_{m1} + \left(1 - \frac{Lx_{m2}^2}{3.Ly_m^2} \right) . Lx_{m2} \right]$$

$$q_M = \frac{3,92}{2} \left[\left(1 - \frac{3,80^2}{3 \times 5^2} \right) \times 3,80 + \left(1 - \frac{4,90^2}{3 \times 5^2} \right) \times 4,90 \right]$$

$$q_M = 12,54 t / m.$$

c) Calcul du ferrailage

➤ En travée

$$M_t = 28,22 t.m.$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28,22 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,11 < \mu_l \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$$\mu = 0,11 \Rightarrow \beta = 0,941 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28,22 \times 10^4}{0,941 \times 63 \times 348} = 13,67 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit: } 3T16 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit: } 3T16 \Rightarrow A = 15,14 \text{ cm}^2. \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit: } 2T14 \end{cases}$$

➤ Sur appuis

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y\max}^2}{8} = \frac{14,11 \times 5^2}{8} = 44,09 \text{ t.m.}$$

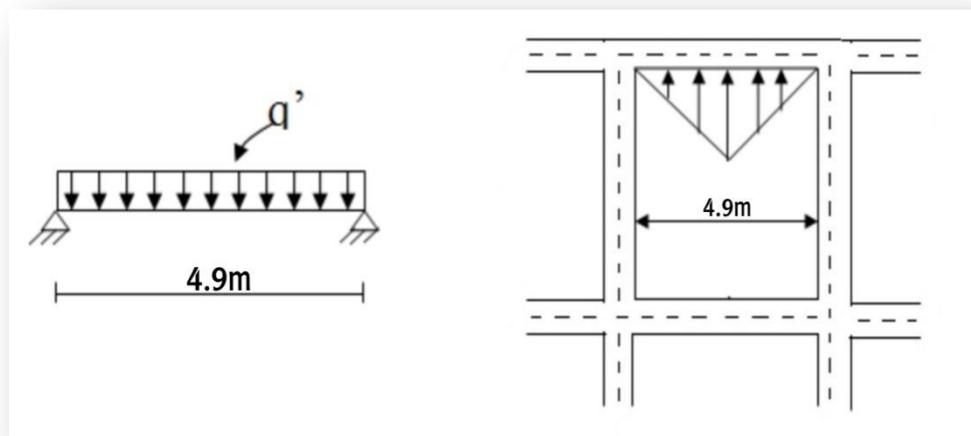


Figure VII.7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

Tableau VII.3: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5 \times M_0 = 22,04$	$0,2 \times M_0 = 8,82$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,08 \rightarrow 0,958$	$0,034 \rightarrow 0,982$
A_{cal} (m ² / ml)	10,49	4,09
$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	3T16(fil) + 3T14(chap) = 10,65	3T16 = 6,03

VII.5.2.Sens transversale

a) Calcul des chargements (q')

q' : c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x_{\max}} = \frac{2}{3} \times 3,92 \times 4,90 = 12,80 \text{ t/m} \right.$$

b) Calcul du ferrailage

En travée

$$M_t = 30,00 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30,00 \times 10^4}{45 \times 63^2 \times 14,17} = 0,11 < \mu_l \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$$\mu = 0,11 \Rightarrow \beta = 0,941 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{30,00 \times 10^4}{0,941 \times 63 \times 348} = 14,54 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit: } 3\text{T}16 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit: } 3\text{T}16 \Rightarrow A = 15,14 \text{ cm}^2. \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit: } 2\text{T}14 \end{cases}$$

Sur appuis

$$M_o = \frac{q' \cdot L^2}{8} = \frac{12,8 \times 5^2}{8} = 40,00 \text{ t.m}$$

Tableau VII.4: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
M_a (t.m)	$0,5 \times M_o = 20,00$	$0,2 \times M_o = 8,00$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,079 \rightarrow 0,958$	$0,031 \rightarrow 0,984$
A_{cal} (m ² / ml)	9,52	3,71
A_{adoptir} (cm ²)	3T16(fil) + 3T14(chap) = 10,65	3T16 = 6,03

➤ **Armature de peau**

Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99** la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \leq 2(80 - 0,1 \times f_c) = 80 \text{ cm}$. Dans notre cas $h_a = 70 \text{ cm}$, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 11,68 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{11,68}{0,45 \times 0,63 \times 100} = 0,41 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

VII.5.3. Armature transversal

➤ **Diamètre**

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 10; 45) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$.

➤ **Espacement**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(17,50; 12) = 12 \text{ cm.}$$

on prend $S_t = 12 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T12, $A=4,52\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,205; 0,4 \text{ MPa}) = 0,205 \text{ MPa.}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{45 \times 15} = 1,86 > 0,205 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

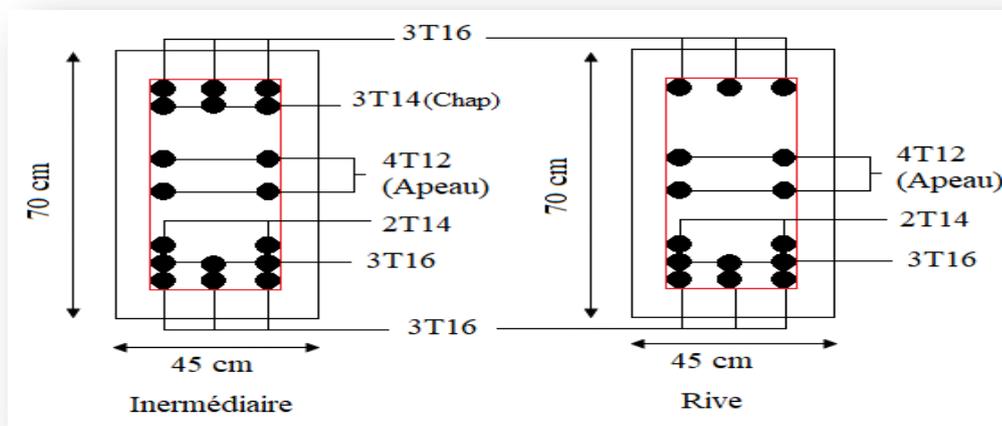


Figure VII.8: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinal.

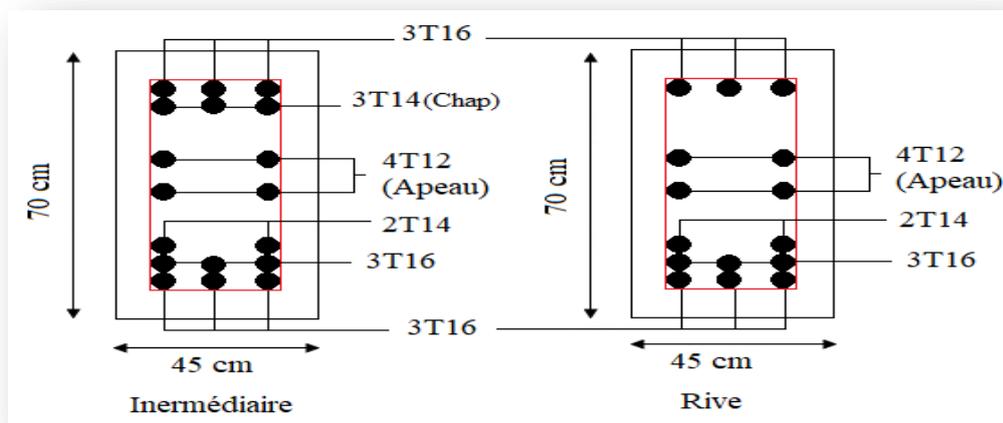


Figure VII.9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversal.

VII.6.Conclusion

Après le pré-dimensionnement des semelles, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportés par la superstructure ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et des moyens portances du sol, un radier général à été adopté comme type de fondations.

Conclusion

Générale

L'étude de notre projet de fin d'études qui s'intéresse au calcul d'une structure en béton armé ; bâtiment à usage d'habitation R+6'' contreventé par des voiles , nous a permis d'exploiter toutes les connaissances acquises durant les années de spécialité en Génie Civil, tout en basant sur les documents techniques et l'utilisation des règlements et de certaines méthodes existés, et qui nous a permis d'avoir des observations et des constatations déduites des différents chapitres de cet étude.

En effet, nous avons pu assimiler les méthodes et les formules de calcul en béton armé pour le ferrailage des différents éléments de la structure à savoir : poteaux, poutres, voiles et Fondations.

Le master et l'ingénieur en génie civil n'est pas calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; doit prendre en compte la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie :

La résistance : vu les résultats de calcul obtenus, notre structure assure toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

La sécurité : toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (B.A.E.L 91- R.P.A 99) ont été satisfaisantes.

L'économie : étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

L'utilisation de l'outil informatique et le logiciel de Génie Civil disponible, ETABS V 9.6.0. Parmi les avantages de ce dernier est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats, qui nous a permis d'optimiser éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

En fin nous espérons que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle et que cette soit appréciée à sa juste valeur et qu'elle va servir un guide et un modèle pour futures promotions.

Références

Règlements et livres

- ✓ DTR B C 2-48 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques algériennes.
- ✓ DTR B C 2-41 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- ✓ RPA1999/Version2003:Règles parasismiques algériennes.
- ✓ BAEL 91 révisé 99

MÉMOIRES

- ✓ Mémoire Mouloud Amina et Hadid feriel, Etude d'un bâtiment (R+5+sous-sol) à usage d'habitation et commerciale Application du logiciel ETABS (2019 ,2020) Université de Mouloud mammeri de Tizi-Ouzou.
- ✓ Mémoire Mouzni dyhia et Akkache lamia, Etude de la structure d'un bâtiment (R+8+Sous-sol) à usage d'habitation et commerciale contreventé par voiles et portiques avec l'application de l'etabs (2017,2018) Université de Mouloud mammeri de Tizi-Ouzou.
- ✓ Mémoire Neggaz fatimaet belferar ouda, Etude d'unetour (R+15) à usage mutiple(d'habitation, commercial et administratif) (2018,2019)Université de Tissemsilt.
- ✓ Mémoire Gadoum zohir et Naim hichem, Etude technique et analyse sismique d'une bâtiment(R+5) à Usage d'Habitation (2019,2020) Université de Tissemsilt.

COURS

- ✓ Polycopié, Bâtiment (cours avec exercice corrigé), polycopié de Dr Boudierba bachir CU-TISSEMSILT, année 2018 ,

LOGICIELS

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.6.0.....Modélisation.
- ✓ EXCEL 2010.
- ✓ WORD 2010.