



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique



Université de Tissemsilt
Faculté des sciences et technologies
Département des sciences et technologies

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

Filière : **Génie civil**
Spécialité : **Structures**

Présentée par :
Tayeb Abderrahmane

Thème

Etude d'adaptation d'un bâtiment à usage d'habitation selon le RPA 2024

Soutenu le, 08/07/2026

Devant le Jury :

Dr. Besseghier Abderrahmane	Président	Pr.	Univ-Tissemsilt
Dr. Ouazir Mansour	Encadrant	M.C.B.	Univ-Tissemsilt
Dr. Belkacem Adim	Examineur	M.C.A.	Univ-Tissemsilt
Dr. Ouazir Amine	Invité	Dr.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2025/2026

SOMMAIRE

Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Notions et symboles	
Introduction générale	1

CHAPITRE I

I.1) Introduction :	4
I.2) Règlementations de calcul :	4
I.3) Présentation de l'ouvrage :	4
I.3.1) Plans de l'ouvrage :	5
I.3.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	11
I.3.2.1) Dimensions en plan :	11
I.3.2.2) Dimension en élévation :	11
I.3.3) Caractéristiques géotechniques et topographiques de l'ouvrage :	11
I.3.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :	11
I.3.4.1) Le béton :	11
I.3.4.2) L'acier :	12
I.4) Conclusion :	13

CHAPITRE II

II.1) Introduction :	15
II.2) Descente des charges :	15
II.2.1) Plancher terrasse inaccessible :	15
II.2.2) Plancher RDC et étage courant :	16
II.2.3) Murs extérieurs :	17
II.2.4) Murs intérieurs :	18
II.2.5) Acrotère :	19
II.2.6) Balcon :	20
II.2.7) Escalier :	21
II.2.7.1) Paillasse :	22
II.2.7.2) Palier :	23
II.3) Pré-dimensionnement des éléments :	23
II.3.1) Pré-dimensionnement des planchers :	23
II.3.1.1) Plancher à corps creux :	24
Condition de rigidité :	24
II.3.1.2) Plancher à dalle pleine :	25

Condition de sécurité contre l'incendie :	25
Condition d'isolation acoustique :	25
Condition de résistance à la flexion :	25
Condition de flèche :	25
II.3.2) Pré-dimensionnement des voiles :	26
II.3.3) Pré-dimensionnement des poutres :	26
II.3.3.1) Pré-dimensionnement des poutres principales :	27
II.3.3.1) Pré-dimensionnement des poutres secondaires :	28
II.3.4) Pré-dimensionnement des poteaux :	28
II.3.4.1) Le poteau le plus sollicité :	29
II.3.4.2) Détermination des dimensions a et b du poteau :	32
II.4) Tableau récapitulatif des dimensions des éléments porteurs :	33
II.5) Conclusion :	33
CHAPITRE III	
III.1) Introduction :	35
III.1) Plancher :	35
III.2) Types de planchers :	35
III.2.1) Plancher à corps creux :	35
Disposition et dimensionnement des poutrelles :	35
III.2.2) Méthodes de calcul :	37
-Méthode forfaitaire applicable aux planchers à surcharge modérées :	37
-Méthode de Caquot applicable aux planchers à surcharge relativement élevée :	39
-Méthode des trois moments :	41
III.2.2.1) Choix de la méthode :	43
-Méthode forfaitaire :	43
-Méthode de Caquot :	43
-Méthode des trois moments :	43
III.2.3) Calcul des sollicitations et ferrailage :	43
III.2.3.1) Plancher étage courant :	43
-Types de poutrelles :	43
-Calcul de charges revenantes sur les poutrelles :	44
-Calcul des sollicitations :	44
□E.L.U	44
□E.L.S.....	48
-Calcul du ferrailage :	52
Ferrailage en travée.....	52
Ferrailage Sur appuis.....	53
Appuis de rive	54
-Les vérifications à l'ELU :	54
2)Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis de rives.....	56

3)Influence de l'effort tranchant sur les armatures inferieurs pour appui intermédiaire	56
4)La liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :	56
III.2.3.2) Plancher terrasse inaccessible :	58
-Types de poutrelles :	58
-Calcul de charges revenantes sur les poutrelles :	58
-Calcul des sollicitations :	59
-Calcul du ferrailage :	61
Ferrailage en travée :	61
Ferrailage Sur appuis.....	62
Appuis de rive	63
-Les vérifications à l'ELU :	64
6)Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis de rives.....	65
Art : A. 5 .1 .313/ BAEL91	65
7)Influence de l'effort tranchant sur les armatures inferieurs pour appui intermédiaire	65
8)La liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :	66
-Les vérifications à L'ELS :	66
☐ Contrainte dans le béton.....	67
☐ Contrainte dans l'acier	67
III.2.3.3) Ferrailage de la dalle de compression :	67
-Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles	68
-Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles.....	68
III.2.2.3) Calcul des sollicitations :	69
III.2.2.4) Calcul du ferrailage :	70
☐ A l'ELU :	71
☐ A l'ELS :	71
☐ Détermination de la position de l'axe neutre	71
☐ Détermination du moment d'inertie.....	71
☐ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}	71
☐ Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}	72
III.2) Escalier :	72
III.2.1) Dimensionnement de l'escalier :	73
Figure III-26 : Vue en plan et schéma statique de l'escalier	73
☐ Dimensionnement de la marche et la contre marche :	74
☐ Dimensionnement de l'épaisseur de la volée :	74
☐ Dimensionnement de l'épaisseur du palier :	74
☐ Dimensionnement de la poutre palière :	74
III.2.2) Evaluation des charges :	75
III.2.3) Calcul des sollicitations :	75
Figure III-27 : Schéma statique de l'escalier sous chargement à l'ELU	75
☐ Les réactions sur appuis :	76

□Moment fléchissant max	76
□Effort tranchant	76
III.2.4) Calcul du ferrailage :.....	77
III.3) Acrotère :	81
III.3.1) Calcul des sollicitations :	81
□Poids propre :	81
□Effort normal :	81
□Moment de flexion :	81
□Effort tranchant :	82
□Enrobage	82
□L'excentricité	82
L'excentricité de 1er ordre	82
L'excentricité additionnelle.....	83
L'excentricité de 2ème ordre.....	83
□ELU :	83
□ELS :	83
III.3.2) Calcul du ferrailage :.....	83
-Vérification :	84
III.5) Conclusion :	86
CHAPITRE IV	
IV.1) Introduction :	87
IV.2) Objectif de l'étude dynamique :	87
IV.3) Méthodes de calcul :	87
IV.3.1) Méthode d'analyse modale spectrale :	87
IV.3.2) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	87
IV.3.3) Méthode statique équivalent :	87
IV.4) Modélisation de la structure :	88
IV.4.1) Disposition des voiles adoptée :	89
IV.5) L'analyse et le calcul de la structure :	90
IV.5.1) Détermination du coefficient de comportement global de la structure R :	90
IV.5.2) Détermination du facteur de qualité Q_F :	94
IV.5.3) Détermination des paramètres de l'analyse dynamique modale spectrale :	98
IV.5.4) Calcul de la force sismique :	98
IV.6) Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2024 :	100
Estimation du coefficient de correction :	102
Estimation de l'ordonnée du spectre de calcul :	102
IV.7) Conclusion :	107
CHAPITRE V	
V.1) Introduction :	109
V.2) Calcul et ferrailage des éléments structuraux :	109

V.2.1) Calcul et ferrailage des poutres :	109
V.2.1.1) Calcul et ferrailage des poutres principales (30 x 35) cm ² :	110
a) Armatures longitudinales :	111
b) Armatures transversales :	112
c) Vérification du ferrailage :	113
d) Les sections exigées par le RPA :	114
V.2.1.2) Calcul et ferrailage des poutres secondaires (30 x 30) cm ² :	115
a) Armatures longitudinales :	115
b) Armatures transversales :	116
c) Vérification du ferrailage :	117
d) Les conditions exigées par le RPA :	118
V.2.2) Calcul et ferrailage des poteaux (35 x 35) cm ² :	119
a) Armatures longitudinales :	120
b) Armatures transversales :	126
V.2.3) Calcul et ferrailage des voiles :	128
V.2.3.1) Calcul et ferrailage du voile V1 :	129
Calcul des sections d'armatures :	131
Ferrailage des éléments de rive :	131
V.2.3.2) Calcul et ferrailage du voile V2 :	139
Calcul des sections d'armatures :	141
Ferrailage des éléments de rive :	141

CHAPITRE VI

VI.1) Introduction :	139
VI.2) Types et choix de fondations :	139
VI.2.1) Calcul et vérification des semelles isolées :	139
VI.2.1.1) Répartition des contraintes sur le sol :	149
VI.2.1.2) Vérification des contraintes sur le sol :	149
VI.2.2) Calcul et vérification des semelles filantes :	149
VI.2.3) Semelle filante au sens longitudinal (suivant x) :	149
VI.2.3.1) Semelle filante 01 (File 01) :	149
VI.2.3.2) Semelle filante 02 (File 02) :	149
VI.2.3.3) Semelle filante 03 (File 03) :	149
VI.3) Calcul des longrines :	149
VI.4) Conclusion :	149

Résumé :

Le présent travail porte sur l'étude technique d'un bâtiment résidentiel en béton armé, composé de quatre niveaux (R+4), implanté dans la commune de Ouled Bessem, wilaya de Tissemsilt, en Algérie. Situé en zone sismique de catégorie III selon le RPA 2024, le site présente une activité sismique modérée. Cette étude vise à assurer la stabilité et la résistance de la structure face aux diverses sollicitations, notamment dynamiques et sismiques.

L'analyse s'organise autour des axes suivants :

- **Caractérisation des éléments porteurs** : Définition précise des dimensions, formes et dispositions des composants structurels.
- **Étude des matériaux** : Évaluation des caractéristiques mécaniques du béton et des armatures conformément aux normes BAEL 91 modifié 99 et aux DTU applicables.
- **Pré-dimensionnement** : Première estimation des dimensions des éléments selon les règles de l'art du béton armé.
- **Calcul détaillé** : Vérification des éléments porteurs sous diverses sollicitations (charges permanentes, d'exploitation et sismiques) à l'aide des méthodes de calcul réglementaires (BAEL 91 modifié 99, RPA 2024, DTR BC 2.2).
- **Modélisation numérique** : Élaboration d'un modèle 3D fidèle de la structure à l'aide du logiciel ETABS v21, intégrant la géométrie et les propriétés des matériaux.
- **Dimensionnement des armatures** : Détermination précise du ferrailage requis pour chaque élément (poteaux, poutres, dalles), en fonction des sollicitations et des critères de durabilité.

Mots clés :

Béton armé, Analyse dynamique, Stabilité, États limites, RPA, BAEL, Ferrailage, Résistance.

Abstract:

This study presents a technical analysis of a four-storey (R+4) reinforced concrete residential building located in the municipality of Ouled Bessem, Tissemsilt province, Algeria. The site falls within seismic zone III as defined by the Algerian Seismic Code (RPA 2024), indicating moderate seismicity. The primary objective is to ensure the structural stability and strength under various dynamic and seismic loads.

The study is structured around the following key points:

- **Identification of structural elements:** Accurate determination of the dimensions, shapes, and arrangements of all structural components.
- **Material properties:** In-depth assessment of the mechanical properties of concrete and steel reinforcement in compliance with BAEL 91 amended 99 and relevant DTU standards.
- **Preliminary design:** Initial sizing of structural elements based on reinforced concrete design principles.
- **Detailed structural analysis:** Precise calculation of load-bearing elements under permanent, live, and seismic loads, following regulatory design codes (BAEL 91 amended 99, RPA 2024, DTR BC 2.2).
- **Numerical modeling:** Development of a detailed 3D model of the structure using ETABS v21 software, reproducing geometry and material properties.
- **Reinforcement design:** Accurate determination of reinforcement (columns, beams, slabs) based on structural analysis results and durability requirements.

Keywords:

Reinforced concrete, Seismic analysis, Structural stability, Ultimate limit states, RPA, BAEL, Reinforcement, Strength.

ملخص:

يقدم هذا العمل دراسة تقنية لمبنى سكني من اربعة طوابق (R + 4) من الخرسانة المسلحة ، يقع في بلدية أولاد بسام، ولاية تيسمسيلت ، الجزائر. تصنف منطقة التنفيذ على أنها III وفقًا للقواعد الزلزالية الجزائرية RPA 2024 ، مما يشير إلى زلزالية معتدلة. الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو ضمان استقرار ومقاومة الهيكل لأنواع مختلفة من الأحمال الديناميكية والزلزالية.

تدور الدراسة حول المحاور التالية:

- تحديد ووصف العناصر الهيكلية: التحديد الدقيق لأبعاد وأشكال وترتيبات العناصر التي تشكل هيكل المبنى.
- خصائص المواد: تحليل معمق للخصائص الميكانيكية للخرسانة والتسليح المستخدمة في البناء ، وفقًا للمعايير المعمول بها (BAEL 91) معدلة 99 و DTU ذات الصلة.
- الأبعاد الأولية لعناصر الهيكل: الأبعاد الأولية للعناصر وفقًا لمبادئ تصميم الخرسانة المسلحة.
- حساب مفصل للعناصر الهيكلية: إجراء حساب دقيق للعناصر الحاملة مع مراعاة الأحمال المختلفة (الأحمال الدائمة ، وأحمال التشغيل ، والأحمال الزلزالية) وتطبيق طرق الحساب الموصوفة في اللوائح المعمول بها 91 BAEL ، RPA 2024 و DTR BC 2.2
- النمذجة الرقمية وإنشاء نموذج ثلاثي الأبعاد دقيق: استخدام برنامج تحليل العناصر المحدودة ETABS الإصدار 21 لإنشاء نموذج رقمي مفصل للهيكل ، وإعادة إنتاج خصائصه الهندسية وخصائص المواد بشكل متطابق.
- تحديد التسليح: حساب دقيق للتسليح المطلوب لكل عنصر هيكلي (أعمدة ، عوارض ، بلاط) وفقًا لنتائج تحليلات الإجهاد ومتطلبات المقاومة والمتانة.

كلمات مفتاحية:

الخرسانة المسلحة ، التحليل الديناميكي ، الاستقرار ، حالات الحد ، التسليح ، المقاوم

Liste des Figures :

Chapitre I

FIGURE I-1 : Plan de masse du bâtiment.....	5
FIGURE I-2 : Façade principale du bâtiment.....	6
FIGURE I-3 : Façade postérieure du bâtiment.....	6
FIGURE I-4 : Plan de la coupe transversale du bâtiment.....	7
FIGURE I-5 : Plan du RDC du bâtiment.....	8
FIGURE I-6 : Plan de l'étage courant du bâtiment.....	9
FIGURE I-7 : Plan de la terrasse du bâtiment.....	10
FIGURE I-8 : Diagramme déformation- contrainte (B.A.E.L91 modifié 99).....	13

Chapitre II

FIGURE II-1 : Plancher terrasse inaccessible.....	15
FIGURE II-2 : Plancher RDC et étage courant.....	16
FIGURE II-3 : Mur extérieur.....	17
FIGURE II-4 : Mur intérieur.....	18
FIGURE II-5 : Schéma d'acrotère.....	19
FIGURE II-6 : Schéma d'une dalle pleine.....	20
FIGURE II-7 : Schéma d'un escalier.....	21
FIGURE II-8 : Constitution d'un plancher en corps creux.....	24
FIGURE II-9 : Coupe d'un voile en élévation.....	26
FIGURE II-10 : Section d'une poutre.....	27
FIGURE II-11 : Vue en plan du poteau le plus sollicité.....	29

Chapitre III

FIGURE III-1 : Dimensions des poutrelles.....	36
FIGURE III-2 : Schéma d'une poutre continue.....	37
FIGURE III-3 : Diagrammes du moment corrigé.....	38
FIGURE III-4 : Poutre continue cas de chargement réparti.....	40
FIGURE III-5 : Poutre continue cas des charges ponctuelles.....	40
FIGURE III-6 : trois cas de charge à prendre en compte.....	41

FIGURE III-7 : Poutre continue à plusieurs appuis.....	41
FIGURE III-8 : Deux travées adjacentes d'une poutre continue.....	42
FIGURE III-9 : Type de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.....	44
FIGURE III-10 : Poutrelle type 1 à l'ELS.....	44
FIGURE III-11 : Les moments sur appuis pour poutrelle type 1.....	44
FIGURE III-12 : Diagramme des moments fléchissant.....	48
FIGURE III-13 : Diagramme des efforts tranchants.....	48
FIGURE III-14 : Les moments sur appuis pour poutrelle type 1.....	48
FIGURE III-14 : Diagramme des moments fléchissant.....	49
FIGURE III-15 : Diagramme des efforts tranchants.....	49
FIGURE III-16 : Position de l'axe neutre.....	52
FIGURE III-17 : Schéma de ferrailage des poutrelles de RDC, étages courant	58
FIGURE III-18 : : Position de l'axe neutre.....	62
FIGURE III-19 : Schéma de ferrailage des poutrelles de terrasse.....	67
FIGURE III-20 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	68
FIGURE III-21 : Schéma du balcon à étudier.....	69
FIGURE III-22 : Schéma statique du balcon sous chargement.....	70
FIGURE III-23 : Section de balcon à ferrailler.....	70
FIGURE III-24 : Ferrailage du balcon.....	72
FIGURE III-25 : Schéma de l'escalier.....	73
FIGURE III-26 : Vue en plan de l'escalier et son schéma statique.....	73
FIGURE III-27 : Schéma statique de l'escalier sous chargement à l'ELU.....	75
FIGURE III-28 : Diagrammes des moments fléchissant	76
FIGURE III-29 : Diagrammes des efforts tranchants	77
FIGURE III-30 : Ferrailage de l'escalier.....	79
FIGURE III-31 : Ferrailage de la poutre palière.....	80
FIGURE III-32 : Dimensions des Actions agissantes sur l'acrotère.....	81
FIGURE III-33 : Ferrailage de l'acrotère.....	85

Chapitre IV

FIGURE IV-1 : Vue en 3D de la structure.....	89
FIGURE IV-2 : Disposition des voiles.....	89

Chapitre V

FIGURE V-1 : Organigramme pour le calcul d'une poutre en flexion simple	110
FIGURE V-2 : Ferrailage des poutres principales	115
FIGURE V-3 : Ferrailage des poutres secondaire	119
FIGURE V-4 : Schéma d'une section de poteau	121
FIGURE V-5 : Schéma de ferrailage du poteau	128
FIGURE V-6 : Schéma du voile V1.....	131
FIGURE V-7 : Ferrailage du voile V1.....	133
FIGURE V-8 : Schéma du voile V2.....	136
FIGURE V-9 : Ferrailage du voile V2.....	137

Chapitre VI

FIGURE VI-1 : dimensions d'une semelle isolée.....	146
FIGURE VI-2 : le poteau le plus sollicité par l'effort normal N.....	144
FIGURE VI-3 : Vue en plan d'une semelle isolée sous poteau.....	146
FIGURE VI-4 : File de semelles filantes au sens longitudinal.....	148
FIGURE VI-5 : Ferrailage de la semelles filantes 01.....	155
FIGURE VI-6 : Ferrailage de la semelles filantes 02.....	158
FIGURE VI-7 : Ferrailage de la semelles filantes 03.....	161
FIGURE VI-8 : Ferrailage des longrines.....	162

Liste des tableaux :

Chapitre I

Tableau I.1 : les données géotechniques de l'assise.....	11
--	----

Chapitre II

Tableau II-1 : Charges et surcharges du plancher terrasse.....	16
Tableau II-2 : Charges et surcharges des étages RDC et étage courant.....	17
Tableau II-3 : Charges et des murs extérieurs.....	18
Tableau II-4 : Charges des murs intérieurs.....	19
Tableau II-5 : Charges de l'acrotère.....	20
Tableau II-6 : charges et surcharges d'une dalle pleine.....	20
Tableau II-7.1 : Charges et surcharges de la paillasse.....	22
Tableau II-7.2 : Charges et surcharges du palier.....	23
Tableau II-8 : Détermination de la section du poteau RDC.....	31
Tableau II-8 : La section adoptée des poteaux pour chaque niveau.....	32
Tableau II-9 : Tableau récapitulatif des dimensions des éléments porteurs.....	32

Chapitre III

Tableau III-1 : Récapitulation des dimensions des poutrelles.....	36
Tableau III-2 : Schéma statique des poutrelles.....	43
Tableau III-3 : Charges qui reviennent sur les poutrelles.....	44
Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant et RDC).....	49
Tableau III-5 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles (RDC).....	51
Tableau III-6 : Schéma statique des poutrelles.....	58
Tableau III-7 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles (terrasse).....	59

Chapitre IV

Tableau VI-1: La distribution de l'effort tranchant à la base.....	90
Tableau VI-2 : Détermination des rayons de torsion r_x et r_y	92
Tableau VI-3 : Détermination des rayons de giration I_s	93
Tableau VI-4 : Vérification du système à effet noyau.....	93
Tableau VI-5 : les paramètres du spectre de calcul.....	99

Tableau VI-6 : La participation massique de la structure	101
Tableau VI-7 : Vérification des déplacements dans le sens XX'	103
Tableau VI-8 : Vérification des déplacements dans le sens YY'	104
Tableau VI-9 : Vérification de l'effet P-Delta.....	105

Chapitre V

Tableau V-1 : Données et dimensions des poutres principales.....	111
Tableau V-2 : Sollicitations des poutres principales à partir l'ETAPS.....	111
Tableau V-3 : Section d'armatures adoptée pour les poutres principales.....	114
Tableau V-4 : Données et dimensions des poutres secondaires.....	115
Tableau V-5 : Sollicitations des poutres secondaires à partir l'ETAPS.....	115
Tableau V-6 : Calcul d'armatures en travée.....	116
Tableau V-7 : Calcul d'armatures sur appui.....	116
Tableau V-8 : Section d'armatures adoptée pour les poutres secondaires.....	118
Tableau V-9 : Les efforts extraits pour le calcul des poteaux	120
Tableau V-10 : Données et dimensions des poteaux	120
Tableau V-11 : Calcul de la section d'armatures pour le cas 1.....	121
Tableau V-12 : Calcul de la section d'armatures pour le cas 2.....	122
Tableau V-13 : Calcul de la section d'armatures pour le cas 1.....	122
Tableau V-14 : Calcul de la section d'armatures pour le cas 2.....	123
Tableau V-15 : Calcul de la section d'armatures pour le cas 1.....	123
Tableau V-16 : Calcul de la section d'armatures pour le cas 2.....	124
Tableau V-17 : Calcul de la section d'armatures pour le cas 1.....	124
Tableau V-18 : Calcul de la section d'armatures pour le cas 2.....	125
Tableau V-19 : Récapitulation des différentes sections calculées.....	125
Tableau V-20 : Section d'armatures adoptée.....	126
Tableau V-21 : Section d'armatures transversales adoptée.....	127
Tableau V-22 : Sollicitations tangentes pour les poteaux.....	128
Tableau V-21 : Types de voiles.....	129
Tableau V-22 : Sollicitations de calcul extrait du logiciel avant la majoration.....	129
Tableau V-23 : Sollicitations de calcul extrait du logiciel après la majoration.....	130
Tableau V-24 : Données du Voile V1.....	132
Tableau V-25 : Sollicitations de calcul extrait du logiciel avant la majoration.....	134

Tableau V-26 : Sollicitations de calcul extrait du logiciel après la majoration.....	135
Tableau V-27 : Données du Voile V2.....	136

Chapitre VI

Tableau VI-1 : les sollicitations des semelles isolées.....	141
Tableau VI-2 : les dimensions de la semelle isolée.....	141
Tableau VI-3 : Répartition des contraintes sur le sol au sens longitudinal.....	142
Tableau VI-4 : Répartition des contraintes sur le sol au sens transversal.....	143
Tableau VI-5 : Vérification des contraintes sur le sol au sens longitudinal.....	143
Tableau VI-6 : Vérification des contraintes sur le sol au sens transversal.....	143
Tableau VI-7 : Vérification des contraintes sur le sol au sens transversal.....	143
Tableau VI-8 : les dimensions de la semelle filante 01.....	145
Tableau VI-9 : Répartition des contraintes sur le sol au sens longitudinal.....	146
Tableau VI-10 : Répartition des contraintes sur le sol au sens transversal.....	146
Tableau VI-11 : Vérification des contraintes sur le sol au sens longitudinal.....	146
Tableau VI-12 : Vérification des contraintes sur le sol au sens transversal.....	147
Tableau VI-13 : Données de la semelle filante 01.....	147
Tableau VI-14 : Données et dimensions de la poutre de libage.....	148
Tableau VI-15 : Sollicitations de la poutre de libage à partir l'ETAPS.....	148
Tableau VI-16 : Section d'armature de la poutre de libage 01.....	150
Tableau VI-17 : les dimensions de la semelle filante 02.....	151
Tableau VI-18 : Répartition des contraintes sur le sol au sens longitudinal.....	151
Tableau VI-19 : Répartition des contraintes sur le sol au sens transversal.....	151
Tableau VI-20 : Vérification des contraintes sur le sol au sens longitudinal.....	152
Tableau VI-21 : Vérification des contraintes sur le sol au sens transversal.....	152
Tableau VI-22 : Données de la semelle filante 02.....	152
Tableau VI-23 : Données et dimensions de la poutre de libage.....	152
Tableau VI-24 : Sollicitations de la poutre de libage à partir l'ETAPS.....	152
Tableau VI-25 : Section d'armature de la poutre de libage 02.....	153
Tableau VI-26 : les dimensions de la semelle filante 03.....	154
Tableau VI-27 : Répartition des contraintes sur le sol au sens longitudinal.....	154
Tableau VI-28 : Répartition des contraintes sur le sol au sens transversal.....	154

Tableau VI-29 : Vérification des contraintes sur le sol au sens longitudinal.....	155
Tableau VI-30 : Vérification des contraintes sur le sol au sens transversal.....	155
Tableau VI-31 : Données de la semelle filante 03.....	155
Tableau VI-32 : Données et dimensions de la poutre de libage.....	155
Tableau VI-33 : Sollicitations de la poutre de libage à partir l’ETAPS.....	155
Tableau VI-34 : Section d’armature de la poutre de libage 02.....	156
Tableau VI-35 : Force de traction sollicitant la longrine.....	157

INTRODUCTION GENERALE

Depuis l'aube de la civilisation, l'homme a toujours été animé par le désir de bâtir. Poussé par une volonté constante de repousser les limites du possible, il a su faire évoluer les techniques de construction pour donner naissance à des ouvrages de plus en plus audacieux. Aujourd'hui, face à la croissance démographique et à la pression croissante exercée sur les espaces habitables, la verticalité s'impose comme une réponse pertinente. Toutefois, la réalisation de constructions en hauteur présente de nombreux défis techniques, exigeant une maîtrise approfondie des connaissances et des normes reconnues à l'échelle internationale.

Dans ce contexte, le génie civil occupe une place centrale. Véritable socle du développement durable, il offre aux ingénieurs un champ d'action large au sein de projets d'envergure. Leur mission consiste à concevoir, dimensionner et encadrer la réalisation d'ouvrages tout en assurant leur sécurité, leur durabilité, et leur conformité aux normes environnementales. Cette démarche s'appuie sur un strict respect des règlements en vigueur, tels que le BAEL 91 révisé 99 et le RPA 2024.

Le présent travail s'inscrit dans cette dynamique. Il vise à proposer une étude technique complète d'un bâtiment en béton armé de type R+4 situé dans la wilaya de Tissemsilt. À travers une méthodologie structurée, notre approche se décline en huit étapes principales :

- **Présentation générale du bâtiment**

Cette première étape consiste à décrire en détail l'ouvrage étudié, en identifiant clairement ses différentes composantes et en procédant à une sélection appropriée des matériaux de construction.

- **Descente de charges et prédimensionnement**

L'ensemble des actions verticales agissant sur la structure sera analysé afin de garantir sa stabilité. Un prédimensionnement initial permettra d'esquisser les éléments porteurs en vue d'un dimensionnement plus approfondi.

- **Étude des éléments non structuraux**

Les composantes telles que les balcons, escaliers et acrotères seront prises en compte, en analysant leurs particularités et leurs interactions avec l'ossature principale.

- **Analyse dynamique et action sismique**

Une modélisation dynamique sera effectuée à l'aide du logiciel ETABS afin d'évaluer le comportement de la structure face aux sollicitations sismiques, conformément aux exigences parasismiques.

- **Dimensionnement et ferrailage des éléments structuraux**

Les résultats issus de la modélisation permettront de déterminer le ferrailage des poutres, poteaux et voiles, en conformité avec la réglementation RPA 2024.

- **Étude de l'infrastructure**

Cette phase portera sur l'analyse et le calcul des fondations, afin d'assurer la transmission adéquate des charges au sol et la durabilité de l'ouvrage.

À travers cette démarche rigoureuse, notre objectif est de proposer une analyse technique cohérente et détaillée, mobilisant les connaissances théoriques et les outils numériques les plus récents. Ce travail contribue ainsi à la conception d'une structure à la fois sécurisée, pérenne et conforme aux standards modernes du génie civil.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1) Introduction :

La conception technique d'ouvrages en béton armé, tels que les bâtiments à usages d'habitation, repose sur des connaissances fondamentales. Ce chapitre a pour but de rappeler ces bases essentielles, afin de garantir la conformité du projet aux exigences techniques du domaine, et de présenter les spécificités de notre étude.

I.2) Règlementations de calcul :

Les règlements de calcul constituent un cadre normatif essentiel pour la conception des structures. Ils définissent les méthodes et les règles à suivre, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité des constructions. Ces documents fournissent aux professionnels du bâtiment les outils indispensables pour concevoir des ouvrages fiables et résistants.

Dans le cadre de ce projet, nous nous appuyons sur les documents techniques réglementaires suivants

- **DTR BC-2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- **DTR BC-2.41** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- **DTR BC-2.48** : Règles Parasismique Algérienne RPA 2024.
- **BAEL91 modifié 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **DTR BC-2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.3) Présentation de l'ouvrage :

Ce projet concerne l'étude technique d'un immeuble d'habitation en béton armé de cinq niveaux (rez-de-chaussée + 4 étages), situé dans la commune d'Ouled Bessem, wilaya de Tissemsilt. Compte tenu de sa localisation, la zone est classée comme moyennement sismique (**zone III**) selon les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 2024**).

La structure se distingue par un système de contreventement mixte, combinant portiques et voiles, une solution efficace pour assurer la stabilité et la résistance du bâtiment face aux forces latérales, notamment sismiques. Ce système combine les avantages des portiques et des voiles de contreventement pour offrir une performance optimale en termes de rigidité et de dissipation d'énergie.

I.3.1) Plans de l’ouvrage :



FIGURE I-1 : Plan de masse du bâtiment



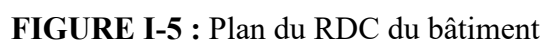
FIGURE I-2 : Façade principale du bâtiment



FIGURE I-3 : Façade postérieure du bâtiment



FIGURE I-4 : Plan de la coupe longitudinale du bâtiment



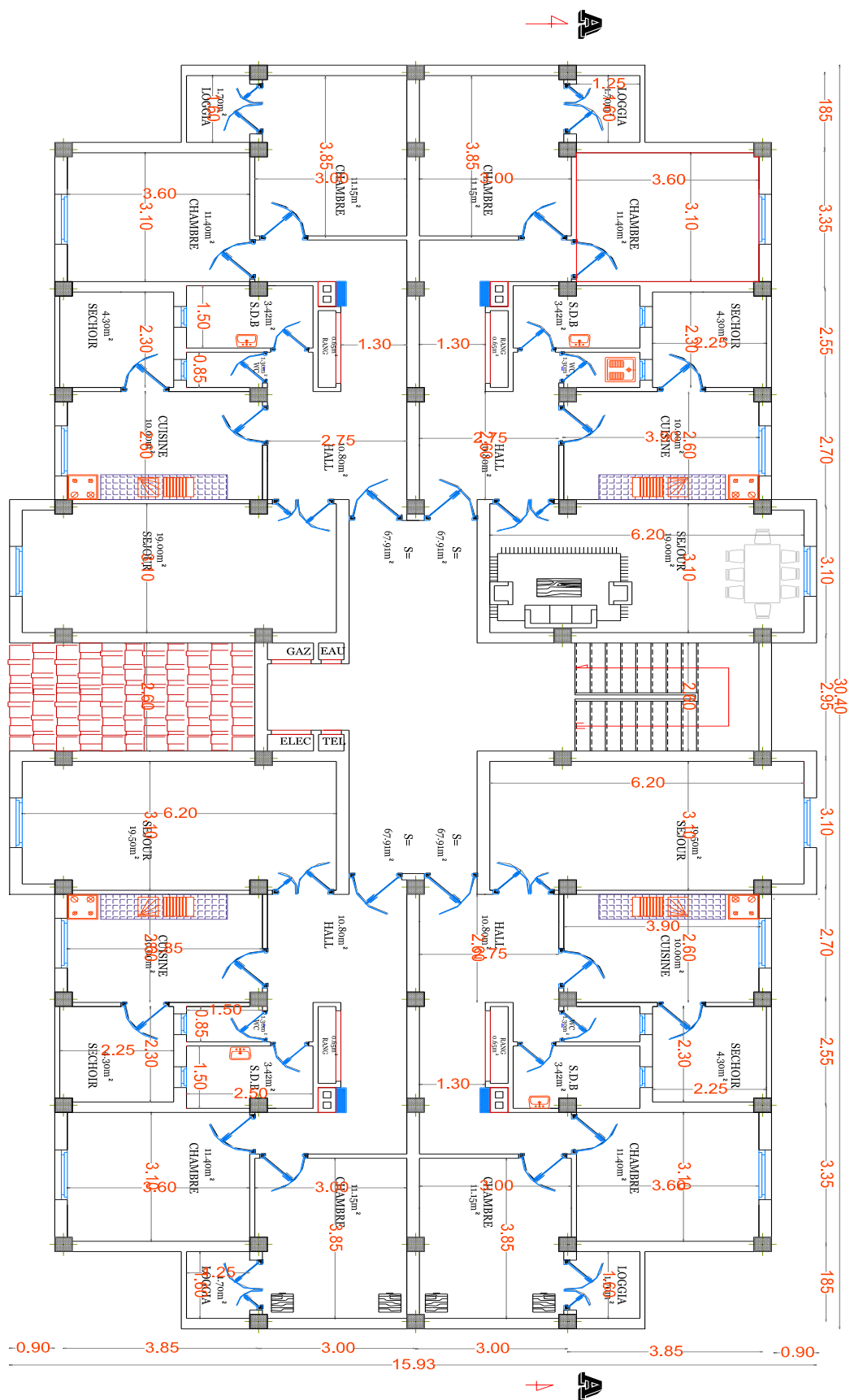


FIGURE I-6 : Plan de l'étage courant du bâtiment

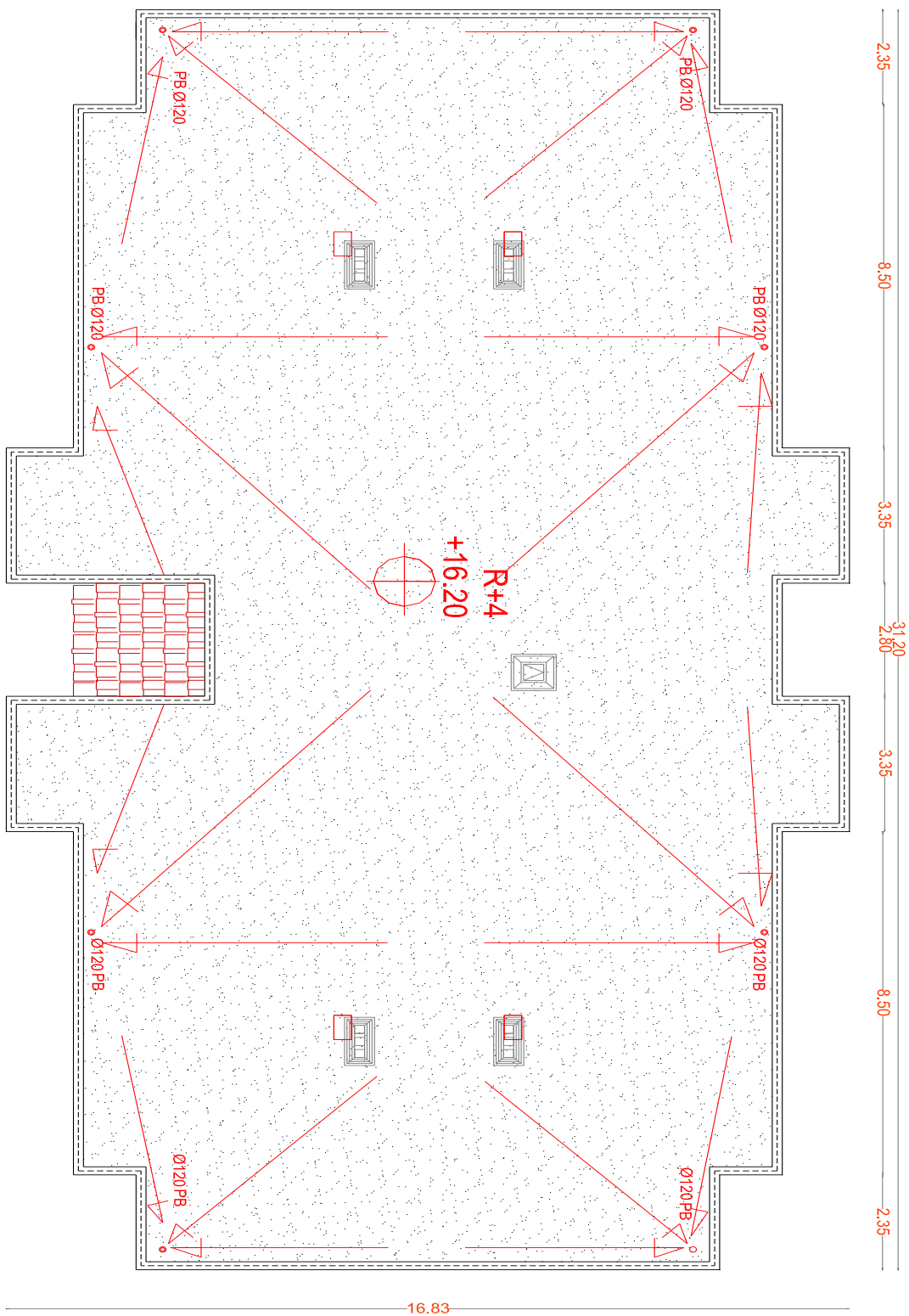


FIGURE I-7 : Plan de la terrasse du bâtiment

I.3.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**I.3.2.1) Dimensions en plan :**

- La longueur totale : $L_x = 30,40$ m
- La largeur totale : $L_y = 15,93$ m

I.3.2.2) Dimension en élévation :

- La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : $H_{\text{totale}} = 16,20$ m
- La hauteur du rez-de-chaussée : $H_{\text{RDC}} = 3,24$ m
- La hauteur de l'étage courant : $H_{\text{étage-courant}} = 3,24$ m
- La hauteur d'acrotère : $H_{\text{acrotère}} = 0,6$ m

I.3.3) Caractéristiques géotechniques et topographiques de l'ouvrage :

Le bâtiment sera construit sur un sol ferme avec une contrainte admissible du sol d'assise $\sigma_{\text{sol}} = 1.7$ bars, l'ancrage h est à 1,2 mètres. Le terrain est plat ne présentant aucune accidentations.

Les données obtenues à travers le rapport géotechnique du laboratoire sont classifiées dans le tableau qui suit :

Tableau I.1 : les données géotechniques de l'assise

La nature du sol	Site ferme
La capacité portante du sol	$\sigma_{\text{sol}} = 1,7$ bars à $h = 1,2$ m
Le poids spécifique du sol	$\gamma = 17$ t/m ³
L'angle de frottement interne	$\varphi = 21,48^\circ$
La cohésion	$C = 1,12$ bars

I.3.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.3.4.1) Le béton :**

Le béton est un matériau composé d'un mélange de ciment, de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans ce mélange des barres aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. En général la composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CPA325
- 400 L de sable $D \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $5 \leq D \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage.

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, sa résistance à la traction, son module de déformation instantanée et son module de déformation différée, toutes ces caractéristiques sont mesurées à un certain nombre de jours d'âge noté " j " jours.

Pour notre projet, nous considérons une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

Ces caractéristiques sont définies par les relations suivantes, selon le **(D.T.R.-B.C. 2-41)** :

$$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ (la résistance à la compression)}$$

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (la résistance à la traction)}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (module de déformation longitudinale instantanée)}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (module de déformation longitudinale différée)}$$

$$\vartheta = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}} \text{ la déformation transversale}$$

$\nu = 0,2$ Pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

$$\vartheta = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}} \text{ la déformation transversale}$$

- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Module de déformation longitudinale instantanée : $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$
- Module de déformation longitudinale différée : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,2$

I.3.4.2) L'acier :

Pour notre projet, nous avons opté pour des armatures en acier FeE400, réputées pour leur haute adhérence et leurs performances équivalentes en traction et en compression. La résistance caractéristique de cet acier, f_e , est définie par sa limite élastique garantie, soit 400 MPa.

Pour le ferrailage des planchers, nous utiliserons des treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec un diamètre de 5 mm.

Lors des calculs aux états limites, un coefficient de sécurité γ_s sera appliqué, avec une valeur de 1,15 pour les cas généraux (ELU et ELS) et de 1,00 pour les combinaisons accidentelles (ELA).

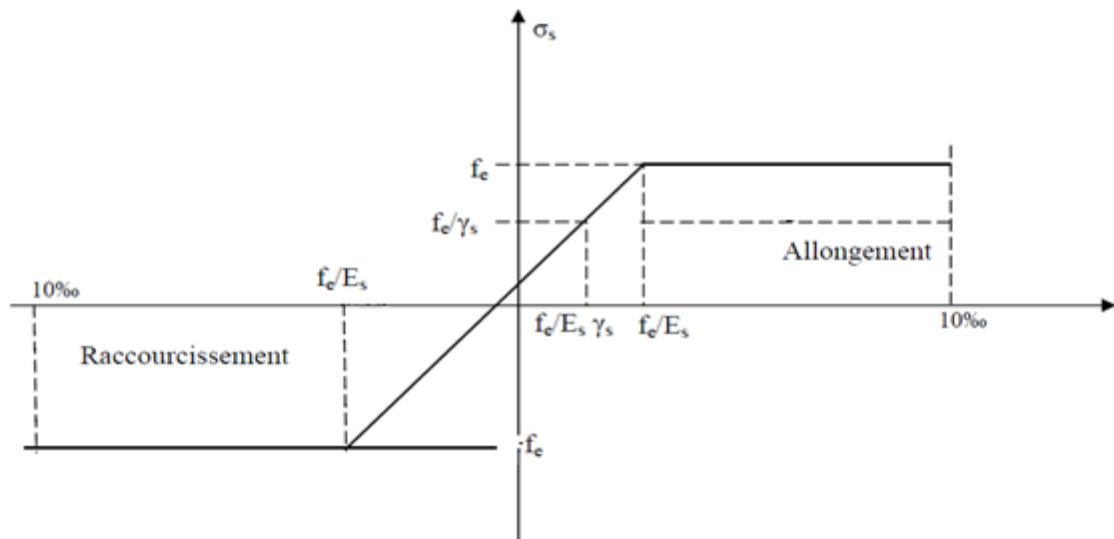


FIGURE I-8 : Diagramme déformation- contrainte (B.A.E.L91 modifié 99)

I.4) Conclusion :

Ce chapitre offre une vue d'ensemble des éléments clés de notre projet. Nous y décrivons le type de construction, la forme et les dimensions du bâtiment, ainsi que les matériaux utilisés pour sa réalisation, à savoir le béton et l'acier.

CHAPITRE II

DESCENTES DES CHARGES ET PRE- DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1) Introduction :

La descente des charges a pour objectif de déterminer la répartition des charges depuis le toit du bâtiment jusqu'aux fondations. Cette répartition est importante pour dimensionner correctement les éléments porteurs et garantir qu'ils peuvent supporter les charges sans se déformer ou se rompre. Elle implique, l'identification de toutes les charges appliquées au bâtiment, y compris les charges permanentes (poids propre du bâtiment), les charges d'exploitation (occupation, neige, vent) et les charges climatiques (température).

La transmission des charges s'effectue comme suit : Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux + voiles → fondations → sol.

II.2) Descente des charges :

Dans tout type de structure, il est essentiel d'évaluer les charges et surcharges qu'elle supporte. On distingue généralement deux types de chargement ; les charges permanentes notées G et les charges d'exploitation notées Q .

Les charges permanentes sont appliquées avec une intensité quasiment constante pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Elles dépendent des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant de la structure, telles que les planchers, les murs ...etc. Quant aux charges d'exploitations, elles sont précisément définies dans le **DTR BC-2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation**.

II.2.1) Plancher terrasse inaccessible :

Un plancher terrasse inaccessible en corps creux est un plancher léger et économique, souvent utilisé pour les toitures et les terrasses qui ne seront pas accessibles aux personnes.

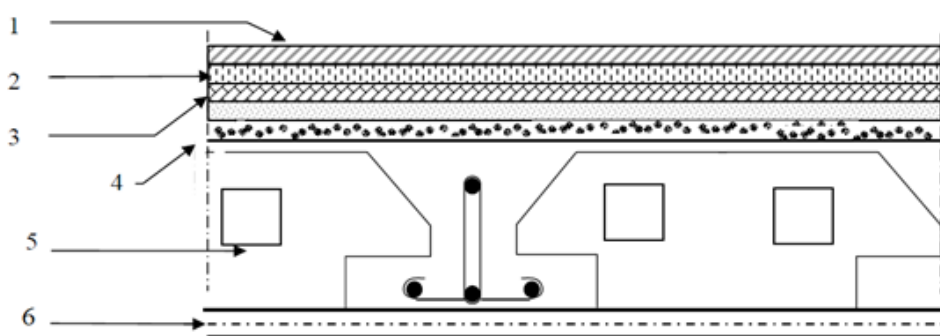


Figure II-1 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II-1 : Charges et surcharges du plancher terrasse.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfaccique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Gravillon roulé de protection	0,05	-	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,05	-	6	0,3
3	Forme de pente en béton léger	0,1	-	20	2
4	Isolation thermique	0.04	4	-	0,16
5	Plancher à corps creux	0,2	-	-	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	-	10	0,20
G (KN/m²)		6,46			
Q (KN/m²)		1			

II.2.2) Plancher RDC et étage courant :

Un plancher corps creux, également appelé plancher poutrelle-hourdis, est un type de plancher léger couramment utilisé dans la construction. Il est destiné à supporter des charges considérables.

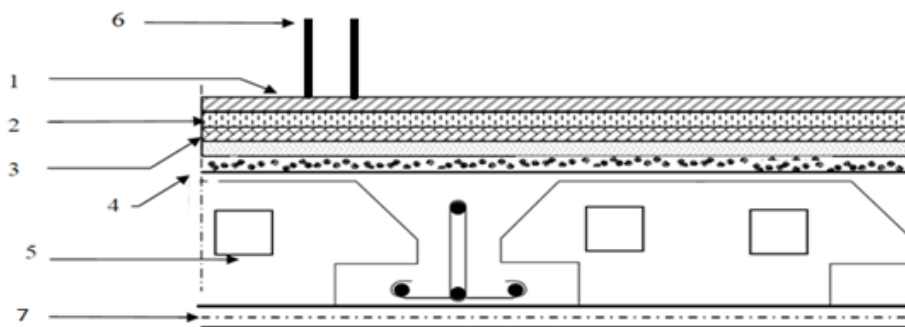
**Figure II-2 : Plancher RDC et étage courant**

Tableau II-2 : Charges et surcharges des étages RDC et étage courant

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	-	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	-	20	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	18	-	0,36
4+5	Plancher à corps creux (16+4)	0,2	-	-	2,8
6	Cloison en briques creuses	0,10	10	-	1
7	Enduit en plâtre	0,02	-	10	0,20
G (KN/m²)		5,2			
Q (KN/m²)		1,5			

II.2.3) Murs extérieurs :

Un mur extérieur en brique double cloison, également appelé mur creux, est un type de mur composé de deux parois de briques reliées par des entretoises, créant ainsi un vide entre elles.

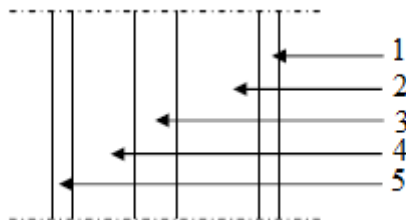
**Figure II-3 : Mur extérieur.**

Tableau II-3 : Charges et des murs extérieurs.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment extérieur	0,02	10	10	0,2
2	Brique creuses à l'extérieur	0,15	9	-	1,35
3	L'âme d'air	0,05	-	-	-
4	Brique creuses à l'intérieur	0,1	9	-	0,9
5	Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	10	0,2
G (KN/m²)		2,65			

II.2.4) Murs intérieurs :

Un mur intérieur en brique est un type de mur construit à partir de briques empilées et maintenues ensemble par du mortier. Ils offrent de nombreux avantages en matière d'esthétique, de séparation, d'isolation phonique.

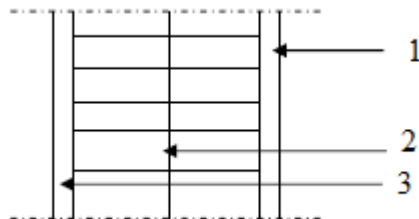
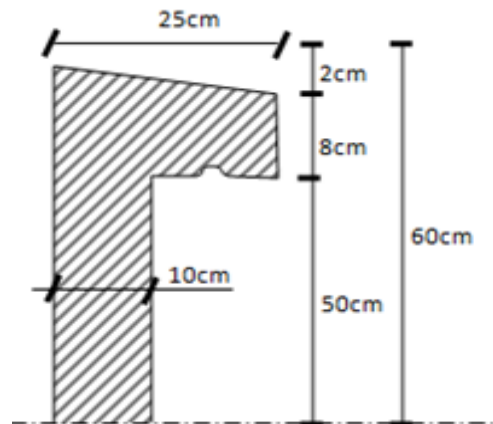
**Figure II-4 : Mur intérieur.**

Tableau II-4 : Charges des murs intérieurs.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m³)	Masse surfacique (KN/m²)	G (KN/m²)
1	Enduit intérieur en ciment	0,015	-	18	0,27
2	Brique creuses	0,10	9	-	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	-	10	0,15
G (KN/m²)		1,32			

II.2.5) Acrotère :

L'acrotère est un élément vertical en béton armé comme un muret. Elle est située en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité. L'acrotère prolonge donc le mur de façade jusqu'au toit terrasse. Il participe également à la protection contre les chutes.

**Figure II-5 : Schéma d'acrotère**

$$S_{\text{ACROTÈRE}} = [(0,25 \times 0,02) / 2 + (0,1 \times 0,5) + (0,25 \times 0,08)] = 0,073 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_{\text{BA}} = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

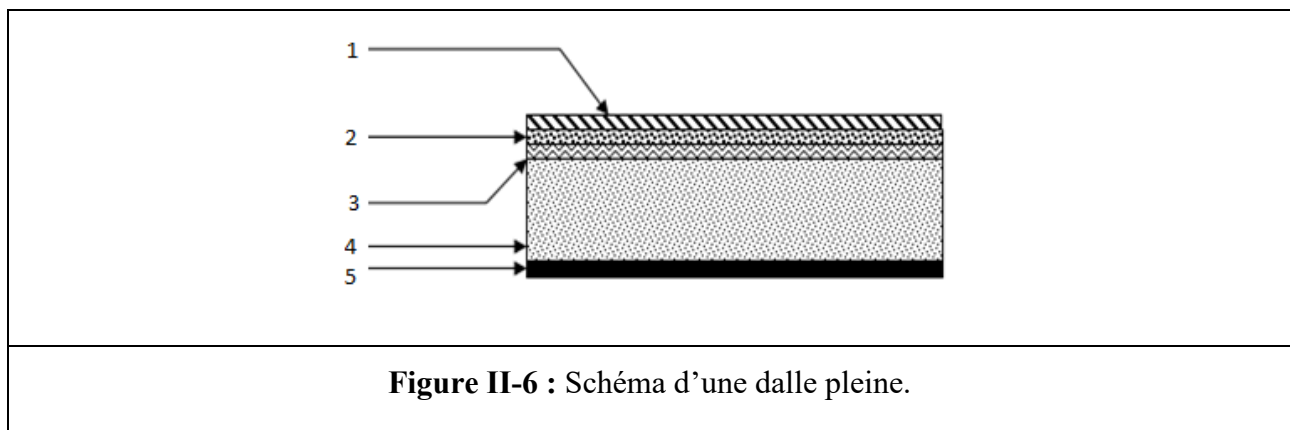
$$G_{\text{ACROTÈRE}} = 1,83 \text{ KN/ml}$$

Tableau II-5 : Charges de l'acrotère

La hauteur (cm)	L'épaisseur (cm)	Surface (m ²)	G (KN/ml)
60	10	0,073	1,83

II.2.6) Balcon :

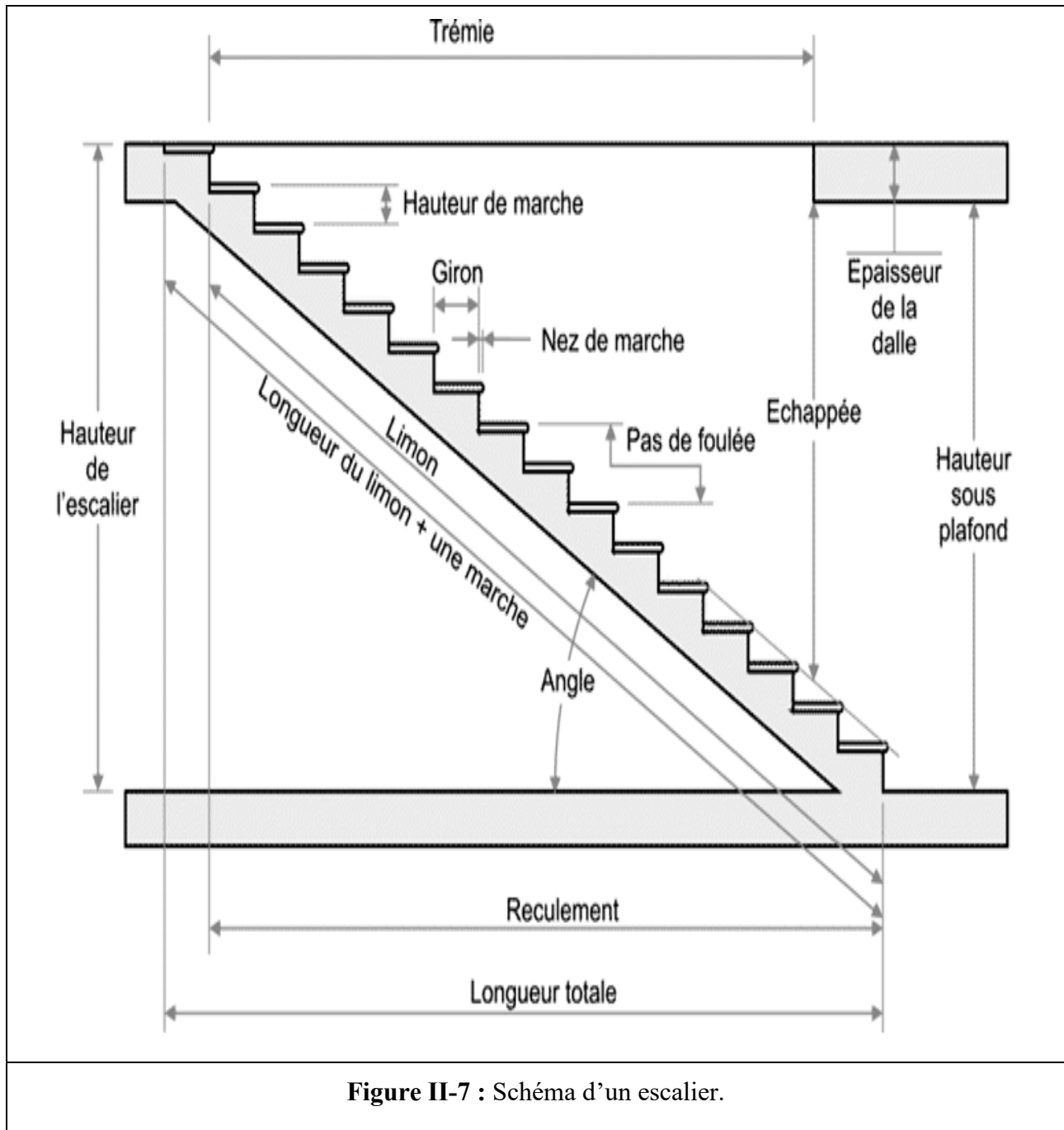
Ce sont des plates-formes solide et durable en béton armé qui communique avec les appartements. Ils sont aussi capables de supporter de lourdes charges. Résistants aux intempéries, au feu.

**Figure II-6 : Schéma d'une dalle pleine.****Tableau II-6 : charges et surcharges d'une dalle pleine.**

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	-	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	-	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	-	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	-	18	0,36
G (KN/m²)		5,27			
Q (KN/m²)		3,5			

II.2.7) Escalier :

Un escalier est une construction architecturale composée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage supérieur ou inférieur en montant ou descendant. Il permet de relier deux niveaux d'un bâtiment en assurant une circulation verticale confortable et sécurisée.



Les escaliers sont composés de deux parties :

II.2.7.1) Paillasse :**Tableau II-7.1 : Charges et surcharges de la paillasse.**

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m3)	Masse surfacique (KN/m2)	G (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	20	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	-	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times \frac{h}{g}$	-	-	-	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times \frac{h}{g}$	0,02	-	20	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times \frac{25}{\cos \alpha}$	0,12	-	-	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	-	22	-	1,87
8	Garde-corps	-	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre $2 \times \frac{0,1}{\cos \alpha}$	0,02	-	-	0,23
G (KN/m2)		7,27			
Q (KN/m2)		2,5			

II.2.7.2) Palier :**Tableau II-7.2 : Charges et surcharges du palier.**

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m3)	Masse surfacique (KN/m2)	G (KN/m2)
1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,14	25	-	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	20	0,4
3	Mortier de pose	0,02	-	20	0,4
4	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	-	10	0,20
G (KN/m2)		4,86			
Q (KN/m2)		2,5			

II.3) Pré-dimensionnement des éléments :**II.3.1) Pré-dimensionnement des planchers :**

Un plancher est un élément porteur horizontal qui sépare deux niveaux d'une construction. Il remplit plusieurs fonctions importantes, notamment :

- **Supporter les charges :** Le plancher doit être capable de supporter les charges permanentes (poids propre du plancher et des éléments fixes) et les charges d'exploitation (meublier, personnes, etc.).
- **Transmettre les charges :** Le plancher transmet les charges aux éléments porteurs verticaux de la construction, tels que les murs et les poteaux.

Un plancher est un élément essentiel de la structure d'un bâtiment, offrant à la fois soutien structurel, fonctionnalité et confort aux occupants.

Le choix du type de plancher dépend de plusieurs facteurs, dont : La nature des charges, la portée du plancher qui est la distance entre les supports verticaux, le coût du plancher est un facteur important à prendre en compte et enfin les exigences esthétiques.

II.3.1.1) Plancher à corps creux :

Un plancher en corps creux est généralement constitué de :

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

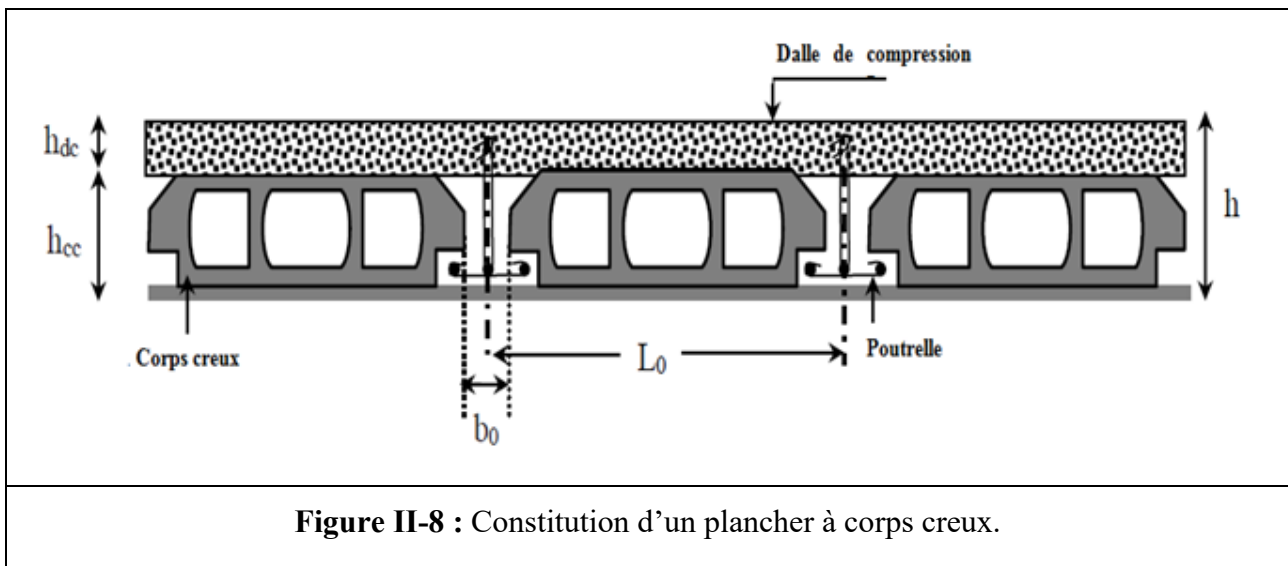


Figure II-8 : Constitution d'un plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux consiste à trouver sa hauteur h_{pl} tel que :

- $h_{pl} = h_{cc} + h_{dc}$.
- h_{cc} : la hauteur du corps creux.
- h_{dc} : l'épaisseur de la dalle de compression.

Condition de rigidité :

On utilise cette condition afin de déterminer la hauteur totale du plancher h_{pl} :

$$\frac{h_{pl}}{L} \geq \frac{1}{335}; L : \text{la portée maximale de la poutrelle entre nus.}$$

$$h_{pl} = \frac{L}{22,5} = \frac{335}{22,5} = 14,88 \text{ cm}$$

Nous adoptons un plancher à corps creux de hauteur $h_{pl} = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

II.3.1.2) Plancher à dalle pleine :

Ce type de plancher est constitué d'une dalle en béton armé pleine, qui est généralement supportée par des poutres en béton armé ou en acier. Pour notre cas, ce type de plancher est utilisé pour les séchoirs et les loggias.

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

Condition de sécurité contre l'incendie :

- $e > 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e > 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e > 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

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.

Condition de résistance à la flexion :

Pour notre cas, nous avons une dalle reposante sur deux appuis (portée suivant le sens L_x) avec : $L_x = 310 \text{ cm}$ et $L_y = 90 \text{ cm}$.

Pour le cas d'une dalle isolée, on a : $e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e = \frac{310}{20} = 15,5 \text{ cm}$.

On prend $e = 16 \text{ cm}$

Condition de flèche :

D'après le **CBA 93** l'article **B.6.5.3**, Valeurs limites des flèches : A défaut de données plus précises, on peut admettre que la part de flèche qui susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sol ou de plafonds ne doit pas dépasser :

Pour les éléments supports reposants sur deux appuis, les valeurs suivantes :

- La portée L est inférieure ou égale à 5 m $\rightarrow f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500}$

- La portée L est supérieure à 5 m $\rightarrow f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{500}$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times L^4}{384 \times E \times I} \text{ et } f_{\max} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{310}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

Avec :

q_{ser} : le chargement appliqué à ELS

$$q_{\text{ser}} = G_{\text{balcon}} + Q_{\text{balcon}} = (5,27 \times 1,4) + 3,5 = 10,88 \text{ KN/m}^2$$

L : la longueur de la dalle ; $L = 310 \text{ cm}$

E : le module de Young; $E = 11000 \sqrt[8]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[8]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[8]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$

I: le moment d'inertie; $I = \frac{b \times e^3}{12}$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 12 \times 10,88 \times 10^{-3} \times 310^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3} = 0,64 \text{ cm}$$

$$e = \sqrt[3]{\frac{5 \times 12 \times 10,88 \times 10^{-3} \times 310^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times 0,64}} = 7,62 \text{ cm}$$

Finalement l'épaisseur à retenir est : $e = \max (14 \text{ cm} ; 15 \text{ cm} ; 16 \text{ cm} ; 7,62 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}$.

II.3.2) Pré-dimensionnement des voiles :

Un voile de contreventement est un élément structural vertical, généralement en béton armé ou en acier, qui assure la stabilité latérale d'une construction. Il est utilisé pour résister aux forces horizontales, telles que le vent et les séismes, qui peuvent essayer de renverser la structure. Il agit comme un diaphragme rigide qui répartit les forces sur l'ensemble de la structure.

Le pré-dimensionnement des murs voiles se fait selon les règles parasismiques algériennes **RPA 2024**. 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.

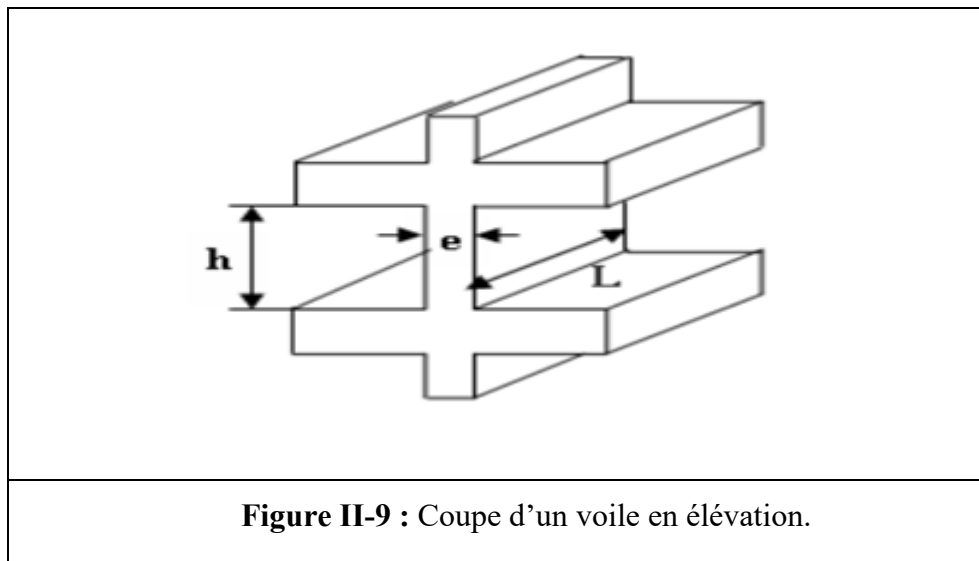


Figure II-9 : Coupe d'un voile en élévation.

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{22} ; e_{\min} = 15 \text{ cm} \right)$$

e : l'épaisseur du voile

h_e : la hauteur libre d'étage

$$e \geq \max \left(\frac{324}{22} = 14,72 \text{ cm} ; e_{\min} = 15 \text{ cm} \right) \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

nous adoptons $e = 15 \text{ cm}$.

II.3.3) 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 **BAEL91**, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (**RPA 2024**).

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité :

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

Selon le **RPA 2024**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

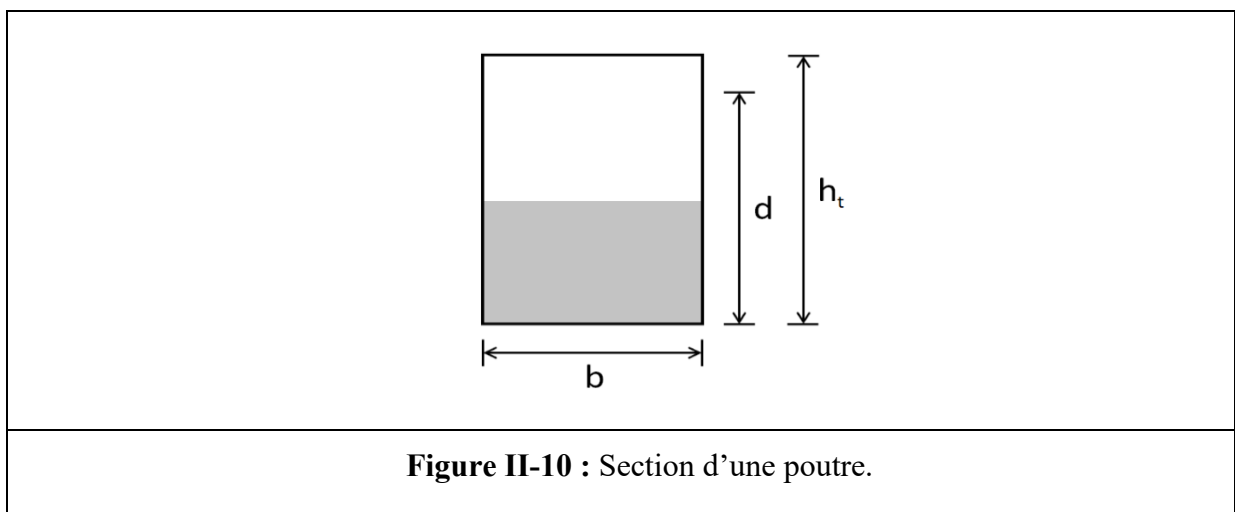
$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

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

Avec :

- h_t : la hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée libre entre nus d'appuis.
- b : la largeur de la poutre.
- d : la hauteur utile.



II.3.3.1) Pré-dimensionnement des poutres principales :

Ce sont les poutres qui reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, dans notre cas $L_{\max} = 3,85 \text{ m}$.

Les poutres principales sont orientées suivant l'axe yy'

$$\begin{cases} L = 385 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases}$$

$$\begin{cases} 25,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 38,5 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm.} \\ 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 14 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 14 \text{ cm.} \end{cases}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99 version 2003** :

$b = 14 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ Condition non vérifiée.

$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_t / b = 2,5 \leq 4$ Condition vérifiée.

$b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b = 66,5 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Vu que la 1ère condition n'est pas vérifiée, on augmente la largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_t / b = 1,17 \leq 4$ Condition vérifiée.

$b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b = 82,5 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

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

II.3.3.1) Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer, $L_{\max} = 3,35 \text{ m}$.

Les poutres secondaires sont orientées suivant l'axe xx'

$$\begin{cases} L = 335 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases}$$

$$\begin{cases} 22,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 33,5 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 30 \text{ cm.} \\ 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 11,6 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

$b = 10 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ Condition non vérifiée.

$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_t / b = 3 \leq 4$ Condition vérifiée.

$b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b = 55 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Vu que la 1ère condition n'est pas vérifiée, on augmente la largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_t / b = 1 \leq 4$ Condition vérifiée.

$b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b = 75 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

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

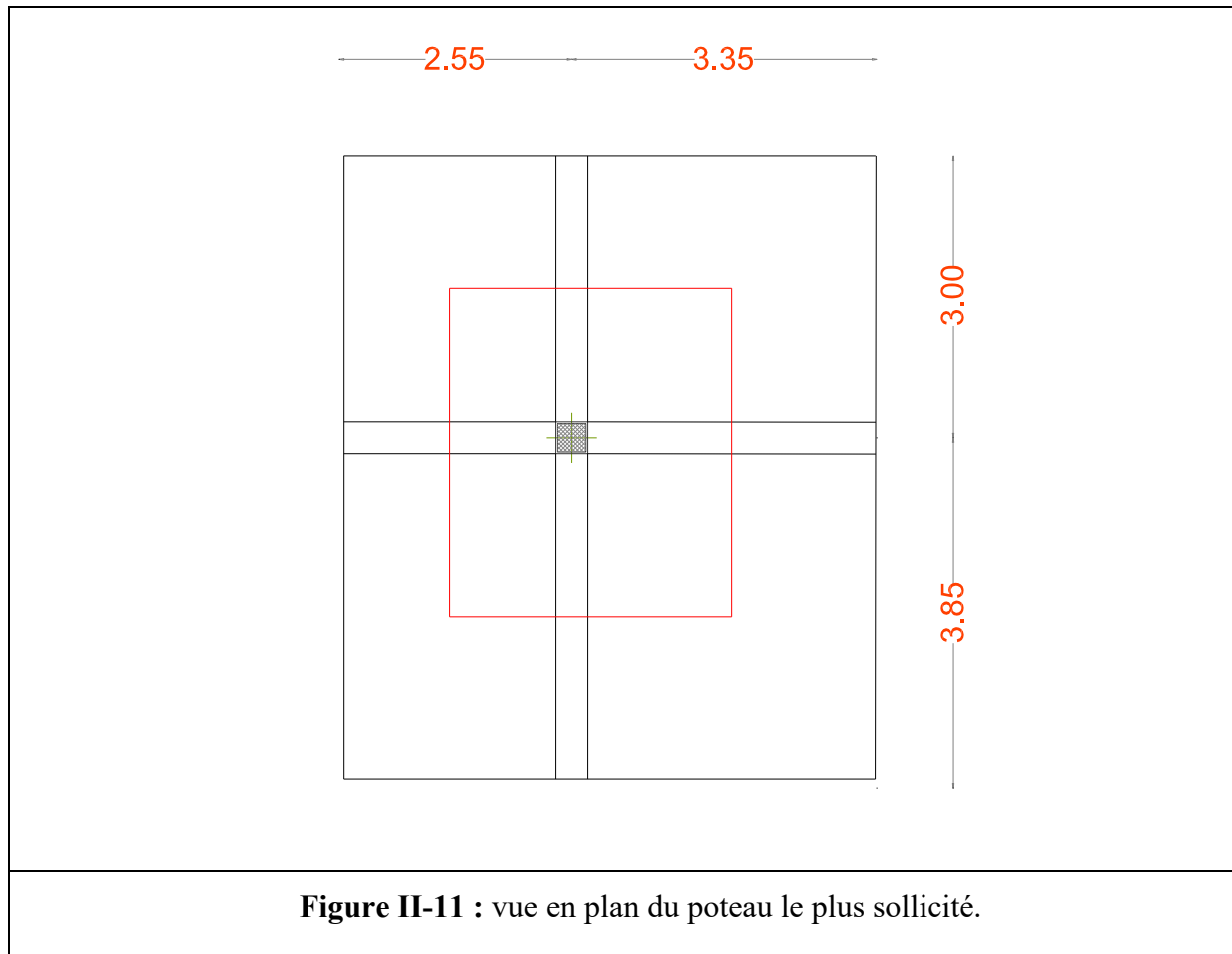
II.3.4) Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé dont la forme pouvant être carrée, rectangulaire ou circulaire. Leur pré-dimensionnement se fait en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambement. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure correspondant au poteau qui 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 que nous avons déjà fait dans le chapitre précédent.

II.3.4.1) Le poteau le plus sollicité :

Nous fixons notre choix sur le poteau axes (G, 2) comme il est illustré à la figure suivante d'où la surface hachurée c'est elle supporte par le poteau pour toute étages. Le contour en rouge désigne la surface supportée par le poteau



Selon les règles du **BAEL 91**, le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

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

N_u : effort normal ultime (compression)

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité

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

λ : Élancement d'E.U.L.R ($\lambda = L_f / i$)

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

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

B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$)

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$)... situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)... situation durable.

f_e : la limite d'élasticité 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 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $B_r = (a - 2)(b - 2)$

Le dimensionnement du poteau se fait d'une telle manière qu'il n'y ait pas un risque de flambement, cela signifie que nous prenons $\lambda \leq 50$.

Calcul de l'effort normal ultime N_u :

Tout d'abord, il est question de calculer la surface reprise par le poteau le plus sollicité :

$$S = (300/2 + 385/2)(335/2 + 255/2) = 111240 \text{ cm}^2 = 11,12 \text{ m}^2$$

L'effort normal du aux charges permanente N_G :

$$G_{\text{poutre principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,3 \times 0,35) \times 3,6 = 9,45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0,3 \times 0,3) \times 3,09 = 6,95 \text{ KN}$$

$$G_{\text{RDC, étage courant}} = 5,2 \times 11,12 = 57,84 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 6,46 \times 11,12 = 71,86 \text{ KN.}$$

$N_G = G_{\text{terrasse}} + (G_{\text{RDC, étage courants}} \times n-1) + (G_{\text{poutre principale}} + G_{\text{poutre secondaire}}) \times (n)$. d'où : n , c'est le nombre de plancher.

$$N_G = 71,86 + (57,84 \times 4) + (9,45 + 6,95) \times 5 = 385,22 \text{ KN}$$

L'effort normal du aux charges d'exploitation N_Q :**La loi de dégression :**

La loi de dégression des charges d'exploitation est une méthode utilisée pour ajuster les charges d'exploitation d'un bâtiment en fonction du nombre d'étage. Elle repose sur le principe selon lequel les charges d'exploitation, telles que les charges d'occupation et les charges climatiques, ont tendance à diminuer avec la hauteur du bâtiment.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse (le plancher le plus haut du bâtiment) et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relativement aux étages 1, 2, 3, ..., n et qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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 $Q_0 + (3+n / 2n) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

la loi de dégression est inapplicable dans ce cas car $n < 5$

donc on procède à un calcul simple en faisant la somme de chaque étage :

$$Q = Q_{\text{terrasse}} + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$$

$$Q = 1,5 + 1 + 1 + 1 + 1 = 5,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_Q = Q \times S = 5,5 \times 11,12$$

$$\rightarrow N_Q = 61,16 \text{ KN}$$

On doit majorer les efforts de 10 % :

$$\text{➤ } N_{G \text{ maj}} = 1,1 \times N_G = 423,74 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } N_{Q \text{ maj}} = 1,1 \times N_Q = 67,28 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_{G \text{ maj}} + 1,5 N_{Q \text{ maj}} = 672,97 \text{ KN}$$

$$L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,24 \Rightarrow L_f = 2,38 \text{ m.}$$

Avec :

(h_0 : la hauteur du RDC)

II.3.4.2) Détermination des dimensions a et b du poteau :**Tableau II-8 : Détermination de la section du poteau RDC.**

Détermination de « a »	Détermination de « b »
$B = a \times b$ $I = \frac{b \times a^3}{12}$ $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}}$ $i = 0,289 \times a$ $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{227}{0,289 \times a} \leq 50$ $a = \frac{227}{0,289 \times 50} = 14,45 \text{ cm}$ Nous prenons a = 35 cm. Vérification du flambement $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{227}{0,289 \times 35} = 10,11$ $10,11 < 50 \dots\dots\dots$ condition vérifiée	$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_c}{\gamma_s} \right]$ $B_r = (35 - 2)(b - 2) = 33(b - 2)$ $f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$ Selon le RPA 2024 , dans la zone III on prend $A_s = 0,8\% B_r$ $A_s = 0,26(b - 2) \text{ cm}^2$ $\lambda = 20,59 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{10,11}{35}\right)^2} = 0,84$ $N_u \leq 0,84 \left[\frac{33(b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,26(b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$ $b \geq 7,29 \text{ cm}$ Nous prenons b = 35 cm.

Tableau II.8 : La section adoptée des poteaux pour chaque niveau.

Niveau	Section adoptée (a × b)
R.D.C → 5 ^{ème} étage	(35 × 35) cm ²

Le **RPA 2024** décrit une vérification spécifique pour la section des poteaux où les dimensions de la section transversale des poteaux, dans la **zone III** tel est notre cas, doivent satisfaire la condition suivante :

$$\text{zone III} \rightarrow \begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \min(35 ; 35) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \min(35 ; 35) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow 35 \text{ cm} > 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

II.4) Tableau récapitulatif des dimensions des éléments porteurs :

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des dimensions des éléments porteurs.

Elément	Section (cm ²)	Epaisseur (cm)
Plancher à corps creux	/	16 + 4
Plancher à dalle pleine	/	16
Voiles	/	15
Poutres principales	(30 × 35)	/
Poutres secondaires	(30 × 30)	/
Poteaux	(35 × 35)	/

II.5) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué un pré-dimensionnement des éléments structuraux de notre projet à l'aide des règlements tels que le **RPA 2024** et le **B.A.E.L.91**. Cette approche nous permet d'optimiser la structure et de détecter d'éventuelles erreurs de conception. Le pré-dimensionnement constitue un outil essentiel pour les ingénieurs et les architectes qui œuvrent dans la conception des structures.

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENT NON STRUCTURAUX

III.1) Introduction :**III.1) Plancher :**

Un plancher est un élément structurel horizontal qui sépare deux niveaux d'une construction. Il a plusieurs fonctions importantes :

- **Structurelle** : Le plancher supporte les charges permanentes (poids propre du plancher et des éléments fixes) et les charges d'exploitation (mobilier, personnes, etc.). Il assure la transmission de ces charges aux éléments porteurs verticaux (murs, poteaux) et participe à la stabilité globale du bâtiment.
- **Isolation** : Le plancher peut contribuer à l'isolation thermique et acoustique du bâtiment.
- **Confort** : Le plancher est la surface sur laquelle on circule et il est donc important qu'il soit confortable et esthétique.

III.2) Types de planchers :

Pour notre projet, nous avons deux types de planchers comme nous l'avons mentionné précédemment.

III.2.1) Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est un type de plancher en béton armé composé de trois éléments principaux :

- **Poutrelles** : Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé qui constituent la structure du plancher. Elles peuvent être préfabriquées ou coulées sur place.
- **Entrevous (hourdis)** : Les entrevous sont des éléments creux en terre cuite, en béton ou en polystyrène qui servent de coffrage perdu pour la dalle de compression. Ils permettent de créer des vides dans le plancher, ce qui le rend plus léger et plus performant thermiquement et phoniquement.
- **Dalle de compression** : La dalle de compression est une dalle en béton armé qui est coulée sur les entrevous. Elle assure la répartition des charges sur l'ensemble du plancher et permet de solidariser les poutres entre elles.

L'épaisseur du plancher à corps creux est 16+4 cm.

Disposition et dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées perpendiculaires au sens porteur (poutres principales) et parallèles avec les poutres secondaires. Comme éclairé dans la figure suivante :

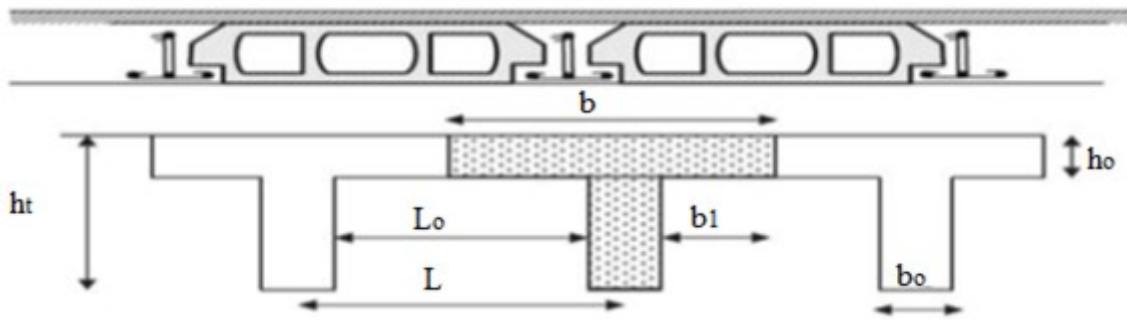


Figure III-1 : Dimensions des poutrelles.

- b : Largeur de la table de compression.....
- b_0 : Largeur de la poutrelle.....
- L : la distance de deux poutrelles entre axe.....
- L_0 : la distance nue entre deux poutrelles.....
- h_t : la hauteur totale du plancher.....
- h_0 : épaisseur de dalle de compression.....

La largeur de la poutrelle peut être déterminée en fonction de la hauteur du plancher avec :

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,6h_t \rightarrow 0,4(20) \leq b_0 \leq 0,6(20) \rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

La portée maximale d'une poutrelle est $L_{\max/x} = 425 \text{ cm}$ et l'espacement entraxe de deux poutrelles ne doit pas dépasser plus de 75 cm et $L = 60 \text{ cm}$.

Pour trouver la valeur de b , on utilisera la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0 \dots (1)$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(60-12)}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases} = 24 \text{ cm}$$

A partir l'équation (1) $\rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 2(24) + 12 = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$

Tableau III-1 : Récapitulation des dimensions des poutrelles.

Largeur de la table de compression	$b = 60 \text{ cm}$
Largeur de la poutrelle	$b_0 = 12 \text{ cm}$
Distance entraxe entre deux poutrelles	$L = 60 \text{ cm}$
Distance nue entre deux poutrelles	$L_0 = 48 \text{ cm}$
Hauteur totale du plancher	$h_t = 20 \text{ cm}$
Hauteur de la dalle de compression	$h_0 = 4 \text{ cm}$

III.2.2) Méthodes de calcul :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela le règlement **BAEL 91 modifié 99** propose un ensemble de méthodes simplifiées applicables pour les différents types des planchers en exigeant des conditions qui doivent être vérifiées afin de passer au calcul.

- **Méthode forfaitaire applicable aux planchers à surcharge modérées :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99** l'article **B.6.2,211** : La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Les valeurs forfaitaires adoptées doivent avoir reçu la sanction de l'expérience.

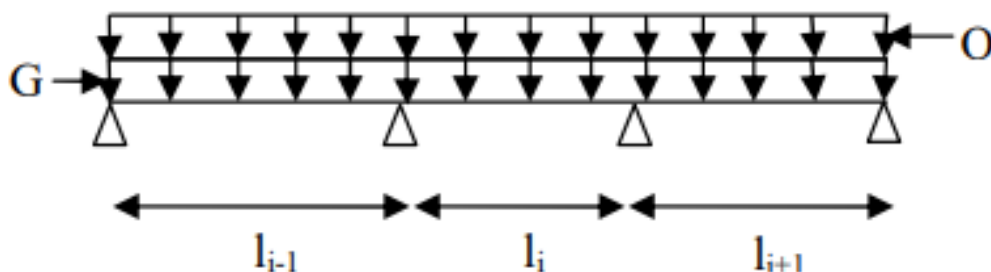


Figure0 III-2 : Schéma d'une poutre continue.

Les conditions d'application de cette méthode sont comme suivant :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
2. Le rapport entre deux travées successives $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$;
3. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
4. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Le principe de la méthode forfaitaire est de calculer les moments maximaux en travée et sur appui en fonction du moment fléchissant isostatiques de la travée indépendante.

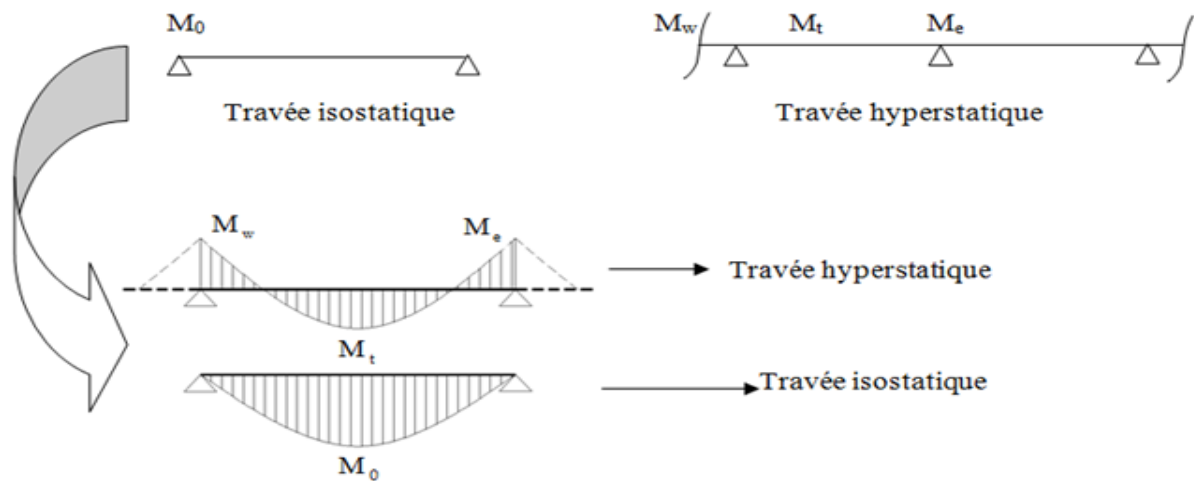


Figure III-3 : Diagrammes du moment corrigé.

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.
- M_w et M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite et M_t le moment maximal entravée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Pour ce fait, le **BAEL 91 modifié 99** exige que :

- ✓ Les valeurs de M_w , M_t et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$* M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

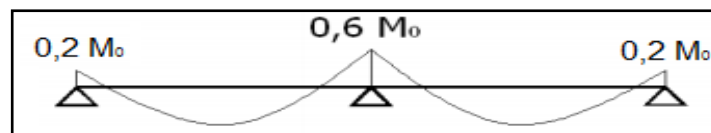
$$* M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

$$* M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive}$$

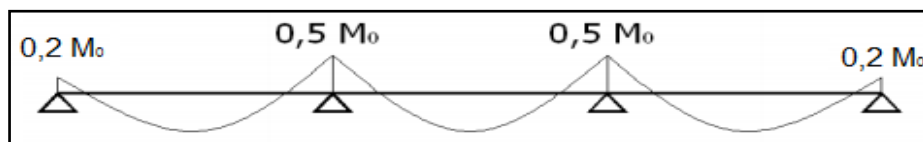
Avec $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$ Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

- ✓ La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

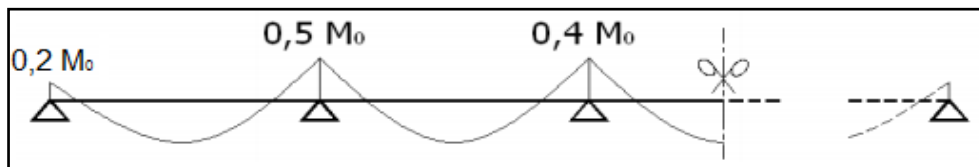
- 0,60 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées ;



- 0,50 M_0 dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;



- 0,40 M_o dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



- ✓ Le calcul de l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

- **Méthode de Caquot applicable aux planchers à surcharge relativement élevée :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99** l'article **B.6.2,221** c'est est une méthode de continuité simplifiée due à Albert Caquot. Elle apporte à la méthode de continuité théorique des corrections pour tenir compte :

De la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre par suite de la variation de la largeur efficace de la dalle supérieure qui a pour effet de réduire dans une certaine mesure les moments sur appuis et corrélativement d'accroître les moments en travée par rapport à la continuité théorique ;

De l'amortissement des effets des chargements des travées successives, amortissement qui est plus important que le prévoit la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

La méthode d'A. Caquot initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux a été étendue au calcul des poutres solidaires des poteaux. Elle peut être appliquée en tenant compte ou non de cette solidarité.

La méthode s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles », tels qu'ils sont définis en **B.2.2** (charge d'exploitation supérieure à deux fois la charge permanente ou **5 000 N/m**, **Q > max (2G ; 5 KN/m²)**). Elle peut également s'appliquer à des planchers à charge d'exploitation modérée, notamment lorsque l'une des conditions complémentaires du domaine d'application n'est pas remplie. Il est alors loisible d'apporter aux valeurs des moments sur appuis dus aux charges permanentes les réductions indiquées à l'article **B.6.2,210**. Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $g' = 2g/3$ pour le calcul des moments sur appui.

Evaluation des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte,
- On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :
 - o $l' = l$ pour les deux travées de rive.
 - o $l' = 0.8l$ pour les travées intermédiaires.

Valeurs des moments sur appui pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés $M_a = -\frac{P_w \times l_w'^3 + P_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' \times l_e')}$, les notations sont définies sur la **Figure V-5**.

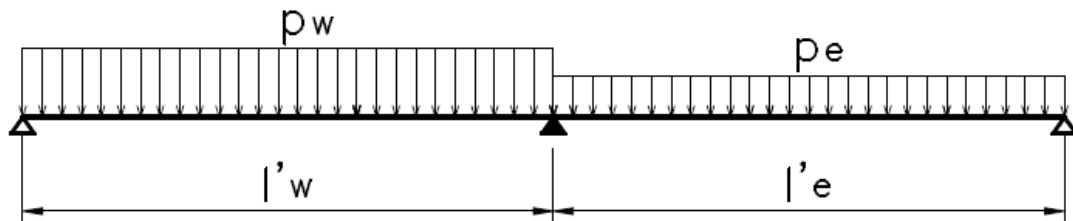


Figure 0III-4 : Poutre continue cas de chargement réparti.

Valeurs des moments sur appui pour le cas des charges ponctuelles, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par : $M_a = -\frac{k_w(a_w) P_w l_w'^2 + k_e(a_e) P_e l_e'^2}{l'_w + l'_e}$, avec les notations définies sur la **Figure IV-6**. Et l'évolution des coefficients $k(a)$ en fonction de a est définie dans l'annexe **E.2** du **BAEL 91 modifié 99**.

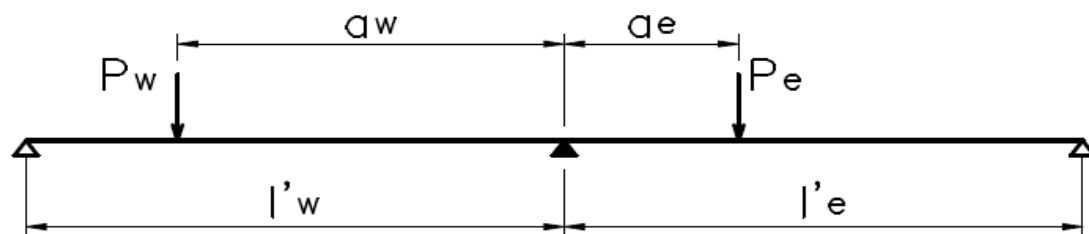


Figure III-5: Poutre continue cas des charges ponctuelles.

Pour les calculs des moments en travée M_t , on fait les hypothèses suivantes :

- X on utilise la longueur des portées réelles l (et non plus l'),
- X on ne considère que les deux travées adjacentes et les trois cas de charge définis sur la **Figure I0-7**.

L'évolution du moment en travée $M(x)$, pour un cas de charge, est donnée par :

$$M(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l'}$$

Où : $\mu(x)$ est le moment dans la travée isostatique de référence correspondant au cas de charge étudié. La position du moment maximum en travée est obtenue en recherchant l'abscisse où la dérivée de $M(x)$ s'annule, soit dans le cas d'un chargement symétrique sur la travée :

$$xM_{tmax} = \frac{1}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

Dans la pratique, pour le calcul de xM_{tmax} on ne s'intéressera qu'au cas de charge qui conduit à la plus grande valeur du moment en travée. Pour les travées paires c'est le cas de charge 2, tandis que pour les travées impaires, c'est le cas de charge 3 qui conduit à la valeur maximale du moment en travée.

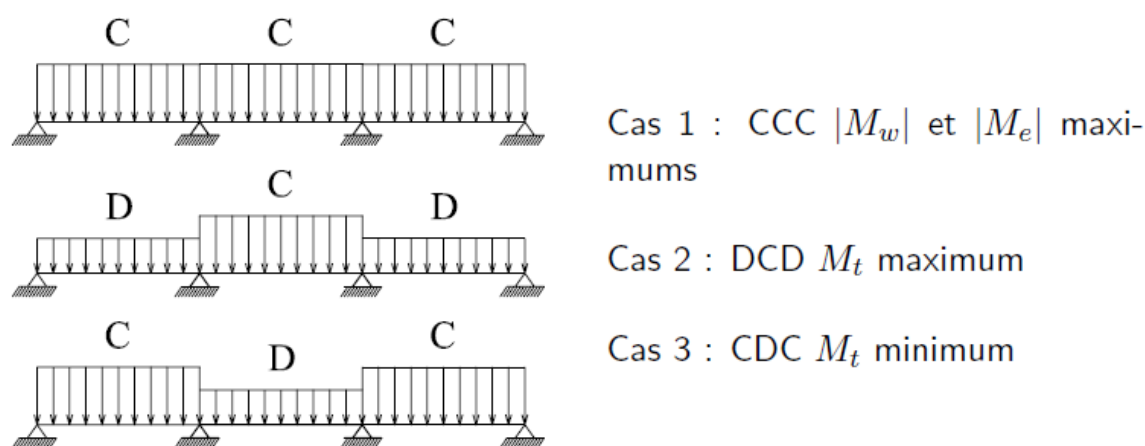


Figure III-6 : trois cas de charge à prendre en compte.

- Méthode des trois moments :

La méthode des trois moments, également connue sous le nom de méthode des moments statiques, est une méthode de calcul utilisée pour déterminer les efforts internes (moments, forces et réactions) dans les structures, conformément aux règles du BAEL 91. Cette méthode est particulièrement adaptée aux poutres continues et aux poutres encastrées.

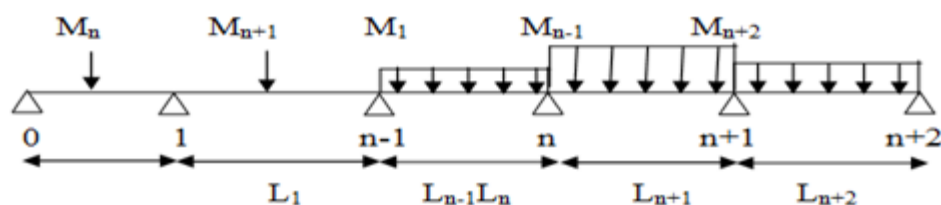


Figure III-7 : Poutre continue à plusieurs appuis.

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.

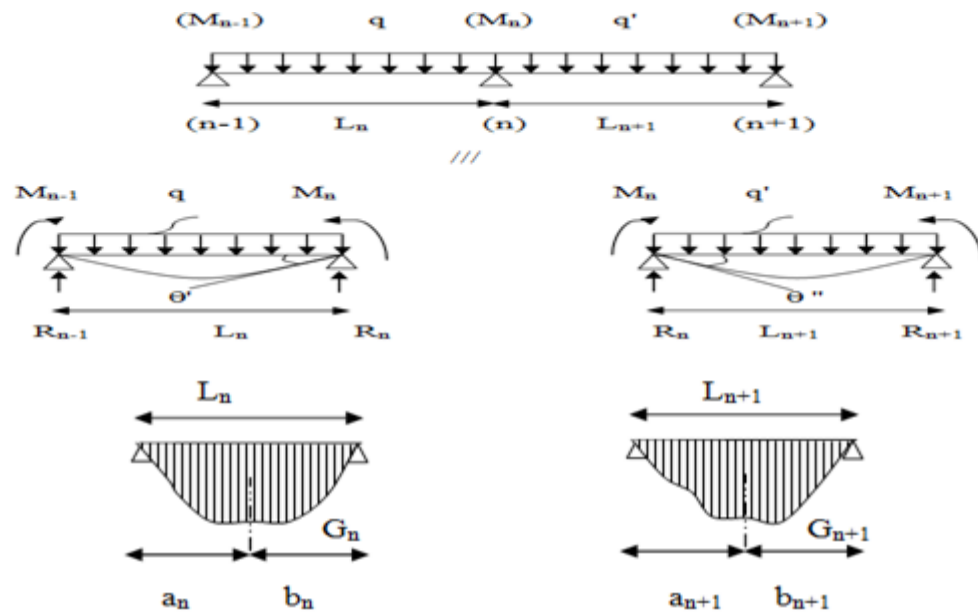


Figure III-8 : Deux travées adjacentes d'une poutre continue.

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 indiqué sur 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 générale. Il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée **(EQUATION DE CLAPEYRON)**.

III.2.2.1) Choix de la méthode :**- Méthode forfaitaire :**

1. $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) = 10,4 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée
2. $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25 \Rightarrow \frac{2,6}{4,25} = 0,61 < 0,8$ condition non vérifiée
3. $I = \frac{b \times h^3}{12}; I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = I_5$ condition vérifiée
4. Fissuration peu préjudiciable. condition vérifiée

Donc : cette méthode n'est pas applicable.

- Méthode de Caquot :

1. $Q > \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,4 \text{ KN/m}^2$ Condition non vérifié

Cette méthode s'applique généralement aux constructions industrielles qui se caractérisent par une charge relativement élevée

- Méthode des trois moments :

Cette méthode est applicable à tous les types de chargement lors du calcul des poutres continues. Nous adoptons cette méthode pour le calcul.

III.2.3) Calcul des sollicitations et ferrailage :**III.2.3.1) Plancher étage courant :****- Types de poutrelles :**

Nous avons dans notre projet trois types de poutrelles, illustrés au tableau suivant :

Tableau III-2 : Schéma statique des poutrelles

	Schéma statique de chaque type
Type 1	
Type 2	
Type 3	

- **Calcul de charges revenantes sur les poutrelles :**

$$\left(\begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b \\ \text{ELS : } q_u = (G + Q) \times b \end{array} \right) \text{ avec } b = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } q_u = (1,35(5,2) + 1,5(1,5)) \times 0,6 = 5,56 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_u = (5,2 + 1,5) \times 0,6 = 4,02 \text{ KN/m}$$

Tableau III-3 : Charges qui reviennent sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Etage courant, RDC	5.2	1.5	5.56	4,02

- **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode des trois moments pour la poutrelle type 1 du plancher étage courant.

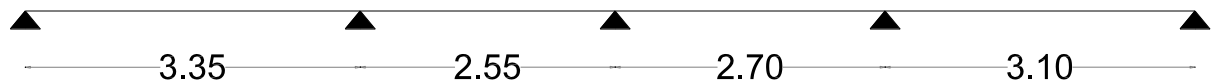


Figure III-9 : Type de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.

➤ **E.L.U**

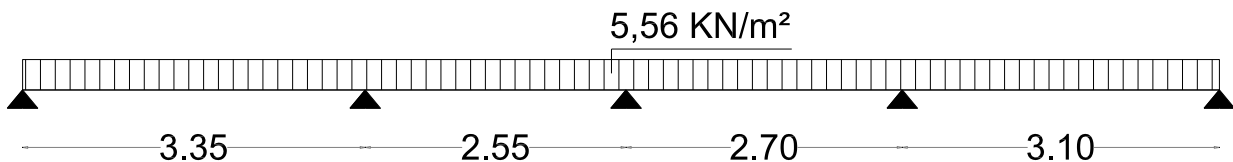


Figure III-10 : Poutrelle type 1 à l'ELU

Le calcul se fait selon la formule :

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

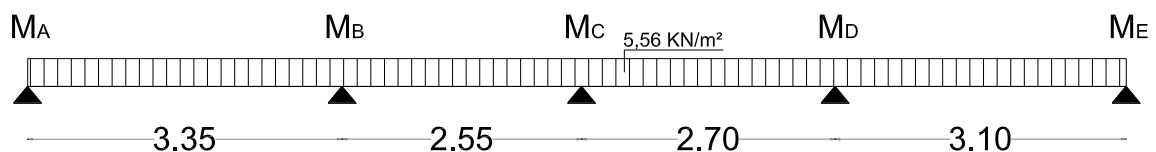


Figure III-11 : Les moments sur appuis pour poutrelle type 1

En isolant deux travées adjacentes, on prend AB et BC

- Partie AB

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.562 (3,35^2)}{8} = 7,8 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L}{2} = 1,68 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_0^{AB} = 17,42 \text{ m}^2$$

- Partie BC

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.562 (2,55^2)}{8} = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L}{2} = 1,28 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} L_{n+1} \times M_0^{BC} = 7,68 \text{ m}^2$$

$$(1) \rightarrow 3,35M_A + 2M_B (3,35+2,55) + 2,55M_C = -6 \left[\frac{17,42 \times 1,68}{3,35} + \frac{7,68 \times 1,28}{2,55} \right]$$

$$M_A = 0,2 \times M_0^{AB} = 1,56 \text{ KN.m}$$

$$(1) \rightarrow 11,8M_B + 2,55M_C = -80,77$$

$$M_B = \frac{-80,77 - 2,55M_C}{11,8} = -0,22M_C - 6,84$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend BC et CD

- Partie BC

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.562 (2,55^2)}{8} = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L}{2} = 1,28 \text{ m}$$

$$- S_{n+1} = \frac{2}{3} L_{n+1} \times M_0^{BC} = 7,68 \text{ m}^2$$

Partie CD

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5.562 (2,7^2)}{8} = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L}{2} = 1,35 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_0^{CD} = 9,12 \text{ m}^2$$

$$(2) \rightarrow 2,55M_B + 2M_C (2,55+2,7) + 2,7M_D = -6 \left[\frac{9,12 \times 1,35}{2,7} + \frac{7,68 \times 1,28}{2,55} \right]$$

$$(2) \rightarrow 2,55M_B + 10,5M_C + 2,7M_D = -50,49$$

$$M_B = -0,22M_C - 6,84$$

$$(2) \rightarrow 2,55 (-0,22M_C - 6,84) + 10,5M_C + 2,7M_D = -50,49$$

$$(2) \rightarrow 10,06M_C + 2,7M_D = -33,05$$

$$(2) \rightarrow M_C = \frac{-33,05 - 2,7M_D}{10,06} = -0,27M_D - 3,29$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend CD et DE

- Partie CD

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,562 (2,7^2)}{8} = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L}{2} = 1,35 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_0^{CD} = 9,12 \text{ m}^2$$

- Partie DE

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,562 (3,1^2)}{8} = 6,68 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L}{2} = 1,55 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \times M_0^{DE} = 13,8 \text{ m}^2$$

$$(3) \rightarrow 2,7M_C + 2M_D (3,1+2,7) + 3,1M_E = -6 \left[\frac{9,12 \times 1,35}{2,7} + \frac{13,8 \times 1,55}{3,1} \right]$$

$$M_E = 0,2 \times M_0^{DE} = 1,34 \text{ KN.m}$$

$$(3) \rightarrow 2,7M_C + 11,6M_D = -73,23$$

$$M_C = -0,27M_D - 3,29$$

$$(3) \rightarrow 2,7(-0,27M_D - 3,29) + 11,6M_D = -73,23$$

$$(3) \rightarrow 10,87M_D = -64,35 \rightarrow M_D = -5,91 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments sur appuis**

$$M_A = -1,56 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = -6,47 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = -1,69 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = -5,91 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = -1,34 \text{ KN.m.}$$

➤ **Efforts tranchants****Travée AB :**

$$T_W = \frac{-1,56 - 6,47}{3,35} + \frac{5,56 \times 3,35}{2} = 6,92 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-1,56 - 6,47}{3,35} - \frac{5,56 \times 3,35}{2} = -11,71 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_W = \frac{-6,47 - 1,69}{2,55} + \frac{5,56 \times 2,55}{2} = 3,89 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-6,47 - 1,69}{2,55} - \frac{5,56 \times 2,55}{2} = -10,29 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_W = \frac{-1,69 - 5,91}{2,7} + \frac{5,56 \times 2,7}{2} = 4,69 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-1,69 - 5,91}{2,7} - \frac{5,56 \times 2,7}{2} = -10,32 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_W = \frac{-5,91 - 1,34}{3,1} + \frac{5,56 \times 3,1}{2} = 6,28 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-5,91 - 1,34}{3,1} - \frac{5,56 \times 3,1}{2} = -10,96 \text{ KN}$$

➤ **Les moments en travée**

$$M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{0AB} = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_{0BC} = 0,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_{0CD} = 1,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = \frac{M_D + M_E}{2} + M_{0DE} = 3,05 \text{ KN.m}$$

Type	Travée	L (m)	E.L.U					
			M (KN. m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	A-B	3,35	7,80	-1,56	-6,47	3,78	6,92	-11,71
	B-C	2,55	4,52	-6,47	-1,69	0,44	3,89	-10,29
	C-D	2,7	5,07	-1,69	-5,91	1,27	4,69	-10,32
	D-E	3,1	6,68	-5,91	-1,34	3,05	6,28	-10,96

➤ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

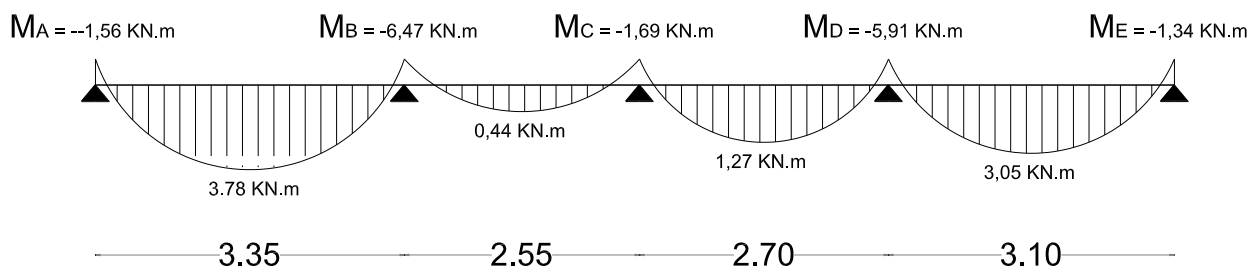


Figure III-12 : Diagramme des moments fléchissant.

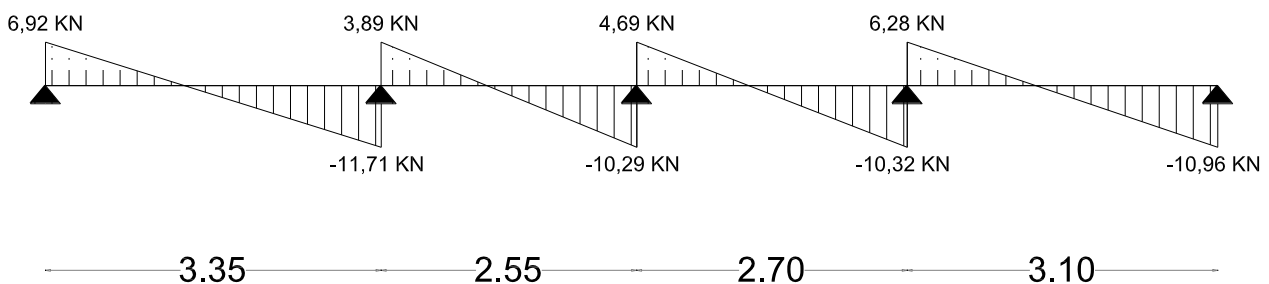


Figure III-13 : Diagramme des efforts tranchants

➤ E.L.S

Le calcul se fait selon la formule :

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

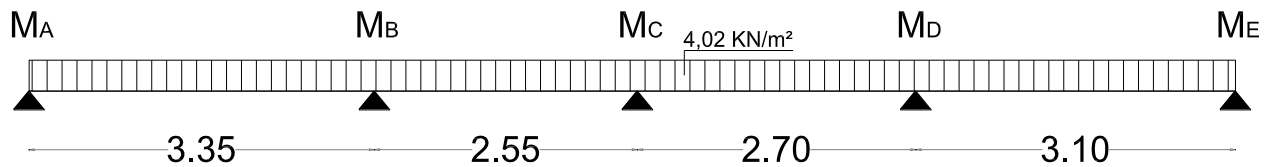


Figure III-14 : Les moments sur appuis pour poutrelle type 1

Type	Travée	L (m)	E.L.S					
			M (KN. m) et T(KN)					
			M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1	A-B	3,35	5,64	-1,13	-3,95	3,10	5,22	-8,25
	B-C	2,55	3,27	-3,95	-1,57	0,51	2,96	-7,29
	C-D	2,7	3,66	-1,57	-3,66	1,05	3,49	-7,36
	D-E	3,1	4,83	-3,66	-0,97	2,51	4,74	-7,72

➤ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

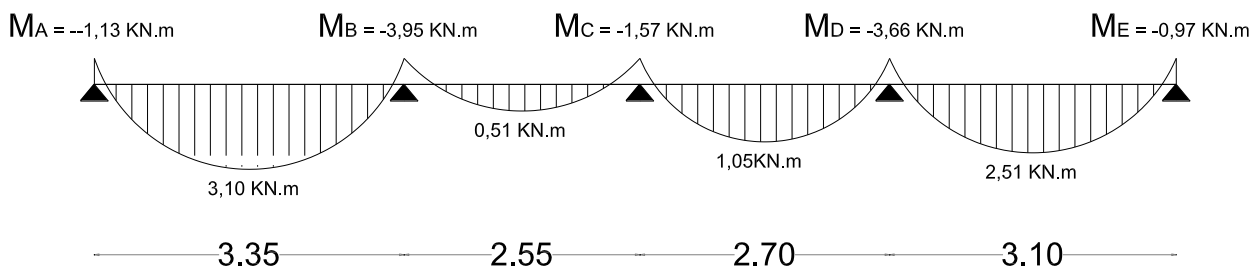


Figure III-14 : Diagramme des moments fléchissant.

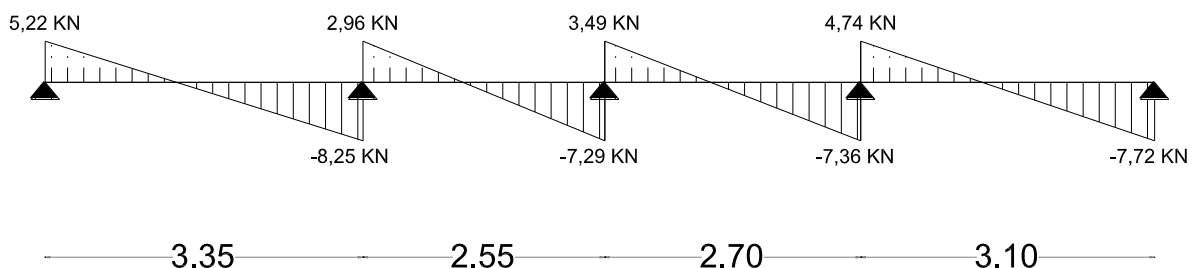


Figure III-15 : Diagramme des efforts tranchants

Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courant et RDC).

E.L.U								
Type	Travée	L (m)	M₀	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1	A-B	3,35	7,80	-1,56	-6,47	3,78	6,92	-11,71
	B-C	2,55	4,52	-6,47	-1,69	0,44	3,89	-10,29
	C-D	2,7	5,07	-1,69	-5,91	1,27	4,69	-10,32
	D-E	3,1	6,68	-5,91	-1,34	3,05	6,28	-10,96
2	A-B	1,85	2,38	-0,48	-4,37	0,1	3,04	-7,25
	B-C	3,35	4,52	-4,37	-4,39	3,42	9,31	-9,32
	C-D	2,55	5,07	-4,39	-3,47	0,59	7,45	-6,73
	D-E	2,7	6,68	-3,47	-1,01	2,83	8,42	-6,59
3	A-B	1,85	2,38	-0,48	-4,31	0,02	3,08	-7,21
	B-C	3,35	7,80	-4,31	-4,60	3,34	9,23	-9,40
	C-D	2,55	4,52	-4,60	-2,61	0,91	7,87	-6,31
	D-E	2,7	5,07	-2,61	-4,18	1,67	6,92	-8,09
	E-F	3,1	6,68	-4,18	-4,26	2,46	8,59	-8,64
	F-G	2,95	6,05	-4,26	-4,26	1,79	8,20	-8,20
	G-H	3,1	6,68	-4,26	-4,18	2,46	8,64	-8,59
	H-I	2,7	5,07	-4,18	-2,61	1,67	8,09	-6,92
	I-J	2,55	4,52	-2,61	-4,60	0,91	6,31	-7,87
	J-K	3,35	7,80	-4,60	-4,31	3,34	9,40	-9,23
	K-L	1,85	2,38	-4,31	-0,48	0,02	7,21	-3,08

E.L.S								
Type	Travée	L (m)	M₀	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1	A-B	3,35	5,64	-1,13	-3,95	3,10	5,22	-8,25
	B-C	2,55	3,27	-3,95	-1,57	0,51	2,96	-7,29
	C-D	2,7	3,66	-1,57	-3,66	1,05	3,49	-7,36
	D-E	3,1	4,83	-3,66	-0,97	2,51	4,74	-7,72
2	A-B	1,85	1,72	-0,34	-3,16	0,05	2,19	-5,24
	B-C	3,35	5,64	-3,16	-3,17	2,47	6,73	-6,74
	C-D	2,55	3,27	-3,17	-2,51	0,43	5,38	-4,87
	D-E	2,7	3,66	-2,51	-0,73	2,04	6,09	-4,77
3	A-B	1,85	1,72	-0,34	-3,11	0,02	2,22	-5,22
	B-C	3,35	5,64	-3,11	-3,32	3,34	6,67	-6,8
	C-D	2,55	3,27	-3,32	-1,89	0,91	5,69	-4,56
	D-E	2,7	3,66	-1,89	-3,02	1,67	5,01	-5,85
	E-F	3,1	4,83	-3,02	-3,08	2,46	6,21	-6,25
	F-G	2,95	4,37	-3,08	-3,08	1,79	5,93	-5,93
	G-H	3,1	4,83	-3,08	-3,02	2,46	6,25	-6,21
	H-I	2,7	3,66	-3,02	-1,89	1,67	5,85	-5,01
	I-J	2,55	3,27	-1,89	-3,32	0,91	4,56	-5,69
	J-K	3,35	5,64	-3,32	-3,11	3,34	6,8	-6,67
	K-L	1,85	1,72	-3,11	-0,34	0,02	5,22	-2,22

Tableau III-4 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles (RDC)

ELU				
$M_{0 \max}$	$M_{t \max}$	$M_{a(\text{rive}) \max}$	$M_{a(\text{inter}) \max}$	$T_{\max}$
7,8 KN.m	3,78 KN.m	1,56 KN.m	6,47 KN.m	11,71 KN
ELS				
$M_{0 \max}$	$M_{t \max}$	$M_{a(\text{rive}) \max}$	$M_{a(\text{inter}) \max}$	$T_{\max}$
5,64 KN.m	3,34 KN.m	1,13 KN.m	3,95 KN.m	8,25 KN

- Calcul du ferrailage :

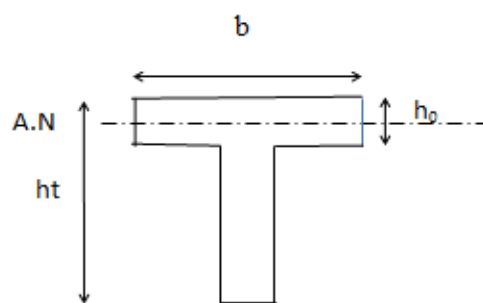
Ferrailage en travée

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \times 14,17 \times (18 - 2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 3,78 \text{ KN.m} < M_{tu} = 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

**Figure III-16 : Position de l'axe neutre.**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,78 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 65} = 0,014 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,78 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,61 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{60 \times 20}{1000}; 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,2; 1,3)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,3 ; 0,61) = 1,3 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix :**

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

Ferraillage Sur appuis

a) Appuis intermédiaire :

$$M_{a \text{ max(inter)}} = 6,47 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ (inter)}}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{6,47 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 12} = 0,117 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,937$$

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

$$A_{s \text{ (inter)}} = \frac{M_{a \text{ (inter)}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,47 \times 10^3}{0,937 \times 18 \times 348} = 1,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,10) = 1,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,2 M_O.

$$M_{a \max(\text{rive})} = 1,56 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2,17 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 12} = 0,039 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986$$

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

$$A_{S(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,17 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,25) = 0,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

- **Les vérifications à l'ELU :**

1) **L'effort tranchant**

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11,71 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,54 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ Pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales A_t :**▪ Diamètre des armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) \rightarrow \phi_t = 5,71 \approx 6 \text{ mm.}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm.}$

▪ Calcul des espacements

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

$$\Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

▪ La section des armatures transversales

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

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa. ; } \gamma_s = 1,15$$

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

$$A_t \geq \frac{1,15(0,66 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = 2,94 \times 10^{-6}$$

➤ La section exigée par la condition de non fragilité

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max(0,33; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_c} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\varphi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ Selon le **RPA 2024 article 7.5.2 page 110**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0,54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis de rives

Art : A. 5.1 .313/ BAEL91

$$T_U \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_U \leq 0,4 \times 0,9 \times 180 \times 120 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 129,6 \text{ KN}$$

$$11,71 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3) Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures pour appui

intermédiaire Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left(11,71 + \frac{6,47 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = 0,15 \text{ cm}^2$$

$$1,58 \text{ cm}^2 > 0,15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer

4) La liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{T_u \times b_1}{0,9b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{11,71 \times 24 \times 10}{0,9 \times 60 \times 18 \times 4} = 0,72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$0,72 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Les vérifications à L'ELS :

A. En travée :

- **Position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times A_s / b = 15 \times 2,36 / 60 = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 18 = 21,24 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 21,24} = 4,04 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{60 \times 4,04^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,04)^2$$

$$I = 8217,52 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,34 \times 10^6}{8217,57 \times 10^4} \times 4,04 \times 10 = 1,65 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \leftrightarrow 1,65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}; \text{ donc la condition est vérifiée}$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times y = 15 \times \frac{3,34 \times 10^6}{8217,57 \times 10^4} (18 - 4,04) \times 10 \\ &= 85,01 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$* \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \leftrightarrow 85,01 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}; \text{ donc la condition est vérifiée}$$

B. Sur appui :

- **Position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times A_s / b = 15 \times 1,58 / 60 = 0,4 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,4 \times 18 = 14,22 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,4 + \sqrt{0,4^2 + 14,22} = 3,4 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{60 \times 3,4^3}{3} + 15 \times 1,58 \times (18 - 3,4)^2$$

$$I = 5837,97 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,95 \times 10^6}{5837,97 \times 10^4} \times 3,4 \times 10 = 2,3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa}$$

$$* \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \leftrightarrow 2,3 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}; \text{ donc la condition est vérifiée}$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times y = 15 \times \frac{3,95 \times 10^6}{5837,97 \times 10^4} \times (18 - 3,4)10 = 148,21 \text{ MPa}$$

* $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \leftrightarrow 148,21 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$; donc la condition est vérifiée

EN TRAVEE

SUR APPUI

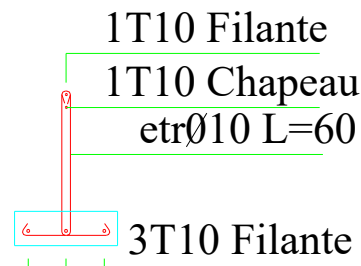
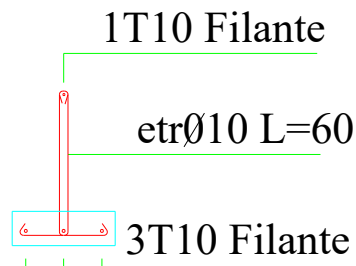


Figure III-17 : Schéma de ferrailage des poutrelles de RDC, étages courant

III.2.3.2) Plancher terrasse inaccessible :

- Types de poutrelles :

Nous avons dans notre projet trois types de poutrelles, illustrés au tableau suivant :

Tableau III-5 : Schéma statique des poutrelles.

	Schéma statique de chaque type
Type 1	
Type 2	
Type 3	

- Calcul de charges revenantes sur les poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U: } q_U = (1,35G + 1,5Q) \times b \\ \text{E.L.S: } q_S = (G + Q) \times b \end{array} \right\} \text{ avec } b = 0,6 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{E.L.U: } q_U = (1,35(6,46) + 1,5(1)) \times 0,60 = 6,13 \text{ KN/m} \\ \text{E.L.S: } q_S = (6,46 + 1) \times 0,6 = 4,48 \text{ KN/m} \end{array} \right\}$$

Tableau III-6 : Charges qui reviennent sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Terrasse	6,46	1	6,13	4,48

- **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode des trois moments pour la poutrelle type 1 du plancher étage courant.

E.L.U								
Type	Travée	L (m)	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	A-B	3,35	8,60	-1,72	-6,03	4,86	8,98	-11,55
	B-C	2,55	4,98	-6,03	-2,39	0,77	9,24	-6,39
	C-D	2,7	5,59	-2,39	-5,59	1,60	7,09	-9,46
	D-E	3,1	7,36	-5,59	-1,47	3,83	10,83	-8,17
2	A-B	1,85	2,62	-0,52	-4,82	0,05	3,35	-8,02
	B-C	3,35	8,60	-4,82	-4,84	3,77	10,26	-10,27
	C-D	2,55	4,98	-4,84	-3,83	0,65	8,21	-7,42
	D-E	2,7	5,59	-3,83	-1,12	2,94	9,28	-7,27
3	A-B	1,85	2,62	-0,52	-4,75	0,01	3,38	-7,96
	B-C	3,35	8,60	-4,75	-5,07	3,69	10,17	-10,36
	C-D	2,55	4,98	-5,07	-2,88	1,01	8,67	-6,96
	D-E	2,7	5,59	-2,88	-4,61	1,84	7,63	-8,92
	E-F	3,1	7,36	-4,61	-4,7	2,71	9,47	-9,53
	F-G	2,95	6,67	-4,7	-4,7	1,97	9,04	-9,04
	G-H	3,1	7,36	-4,7	-4,61	2,71	9,53	-9,47

	H-I	2,7	5,59	-4,61	-2,88	1,84	8,92	-7,63
	I-J	2,55	4,98	-2,88	-5,07	1,01	6,96	-8,67
	J-K	3,35	8,60	-5,07	-4,75	3,69	10,36	-10,17
	K-L	1,85	2,62	-4,75	-0,52	0,01	7,96	-3,38

E.L.S								
Type	Travée	L (m)	M₀	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1	A-B	3,35	6,28	-1,26	-4,41	3,55	6,56	-8,44
	B-C	2,55	3,64	-4,41	-1,75	0,56	6,75	-4,67
	C-D	2,7	4,08	-1,75	-4,08	1,17	5,18	-6,91
	D-E	3,1	5,38	-4,08	-1,08	2,61	7,91	-5,98
2	A-B	1,85	1,92	-0,38	-3,52	0,03	2,55	-5,84
	B-C	3,35	6,28	-3,52	-3,54	2,75	7,5	-7,51
	C-D	2,55	3,64	-3,54	-2,80	0,47	6	-5,42
	D-E	2,7	4,08	-2,80	-0,82	2,27	6,78	-5,32
3	A-B	1,85	1,92	-0,38	-3,47	0,01	2,47	-5,81
	B-C	3,35	6,28	-3,47	-3,70	2,70	7,43	-7,57
	C-D	2,55	3,64	-3,70	-2,10	0,74	6,34	-5,08
	D-E	2,7	4,08	-2,10	-3,37	1,35	5,58	-6,52
	E-F	3,1	5,38	-3,37	-3,43	1,98	6,92	-6,96
	F-G	2,95	4,87	-3,43	-3,43	1,44	6,61	-6,61
	G-H	3,1	5,38	-3,43	-3,37	1,98	6,96	-6,92

	H-I	2,7	4,08	-3,37	-2,10	1,35	6,52	-5,58
	I-J	2,55	3,64	-2,10	-3,70	0,74	5,08	-6,34
	J-K	3,35	6,28	-3,70	-3,47	2,70	7,57	-7,43
	K-L	1,85	1,92	-3,47	-0,38	0,01	5,81	-2,47

Tableau III-7 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles (Terrasse)

ELU				
$M_{0 \text{ max}}$	$M_{t \text{ max}}$	$M_{a(\text{rive}) \text{ max}}$	$M_{a(\text{inter}) \text{ max}}$	T_{max}
8,6 KN.m	4,86 KN.m	1,72 KN.m	6,03 KN.m	11,55 KN
ELS				
$M_{0 \text{ max}}$	$M_{t \text{ max}}$	$M_{a(\text{rive}) \text{ max}}$	$M_{a(\text{inter}) \text{ max}}$	T_{max}
6,28 KN.m	3,55 KN.m	1,26 KN.m	4,41 KN.m	8,44 KN

- Calcul du ferrailage :**Ferrailage en travée :**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 60 \times 4 \times 14,17 \times (18 - 2) \times 10^{-3} = 54,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 4,86 \text{ KN.m} < M_{tu} = 54,41 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

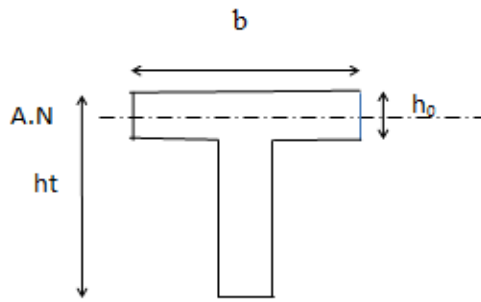


Figure III-18 : Position de l'axe neutre.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{4,86 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 60} = 0,018 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,86 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{60 \times 20}{1000}; 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,2; 1,3)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,30; 0,78) = 1,30 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

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

Ferraillage Sur appuis

b) Appuis intermédiaire :

$$M_{a \max(\text{inter})} = 6,47 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{6,03 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 12} = 0,109 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,942$$

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

$$A_{S(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,03 \times 10^3}{0,942 \times 18 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,02) = 1,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2$$

Appuis de rive

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0,2 M_O.

$$M_{a \text{ max(rive)}} = 1,72 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2,17 \times 10^3}{14,17 \times 18^2 \times 12} = 0,031 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

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

$$A_{S(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,72 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,28) = 0,28 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

- **Les vérifications à l'ELU :**

5) L'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11,55 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,53 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ Pas de risque de cisaillement.

Armatures transversales A_t :

▪ **Diamètre des armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) \rightarrow \phi_t = 5,71 \approx 6 \text{ mm.}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm.}$

▪ **Calcul des espacements**

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

$$\Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

▪ **La section des armatures transversales**

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

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

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

$$A_t \geq \frac{1,15(0,66 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = 2,94 \times 10^{-6}$$

➤ La section exigée par la condition de non fragilité

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,33 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}.$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times S_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\varphi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow A_t = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ Selon le **RPA 2024 article 7.5.2 page 110**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0,54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

6) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis de rives

Art : A. 5.1 .313/ BAEL91

$$T_U \leq 0,4 \times 0,9d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_U \leq 0,4 \times 0,9 \times 180 \times 120 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 129,6 \text{ KN}$$

$$11,51 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

7) Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures pour appui

intermédiaire Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1,15}{400} \left(11,51 + \frac{6,03 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = 0,14 \text{ cm}^2$$

1,58 cm² > 0,14 cm²..... Condition vérifiée

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer

8) La liaison de table de compression à la nervure Art : A.5.1.321 BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{T_u \times b_1}{0,9b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{11,51 \times 24 \times 10}{0,9 \times 60 \times 18 \times 4} = 0,71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

0,71 MPa < 3,33 MPa Condition vérifiée

- Les vérifications à L'ELS :

C. En travée :

• Position de l'axe neutre :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times A_s / b = 15 \times 2,36 / 60 = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,4 \times 18 = 21,24 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 21,24} = 4,04 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{60 \times 4,04^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,04)^2$$

$$I = 8217,52 \text{ cm}^4$$

• Contrainte dans le béton

$$\sigma_b = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,55 \times 10^6}{8217,57 \times 10^4} \times 4,04 \times 10 = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa}$$

* $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \leftrightarrow 1,75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$; donc la condition est vérifiée

• Contrainte dans l'acier

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times y = 15 \times \frac{3,55 \times 10^6}{8217,57 \times 10^4} (18 - 4,04) \times 10 \\ &= 90,36 \text{ MPa} \end{aligned}$$

* $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \leftrightarrow 90,36 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$; donc la condition est vérifiée

D. Sur appui :

• Position de l'axe neutre :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \times A_s / b = 15 \times 1,58 / 60 = 0,4 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,4 \times 18 = 14,22 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,4 + \sqrt{0,4^2 + 14,22} = 3,4 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{60 \times 3,4^3}{3} + 15 \times 1,58 \times (18 - 3,4)^2$$

$$I = 5837,97 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,41 \times 10^6}{5837,97 \times 10^4} \times 3,4 \times 10 = 2,57 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa}$$

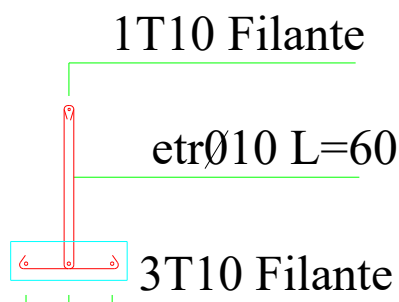
* $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \leftrightarrow 2,3 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$; donc la condition est vérifiée

- **Contrainte dans l'acier**

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times y = 15 \times \frac{4,41 \times 10^6}{5837,97 \times 10^4} \times (18 - 3,4)10 \\ &= 165,47 \text{ MPa} \end{aligned}$$

* $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \leftrightarrow 165,47 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$; donc la condition est vérifiée

EN TRAVEE



SUR APPUI

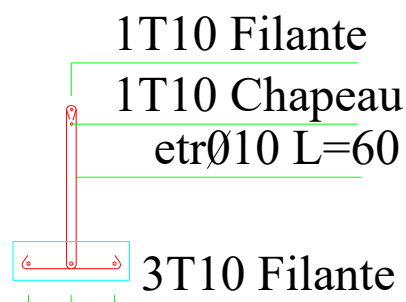


Figure III-19 : Schéma de ferrailage des poutrelles de Terrasse

III.2.3.3) 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**

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm.}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures.

- **Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,6 \text{ m.}$$

$$F_e = 235 \text{ MPa.}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times 60 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Le choix:

- On prend $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- $A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- On prend $A_{//} = 6\phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{m}$.
- On prend un quadrillage de section TS $\phi 5$ avec un espacement de 15 cm.

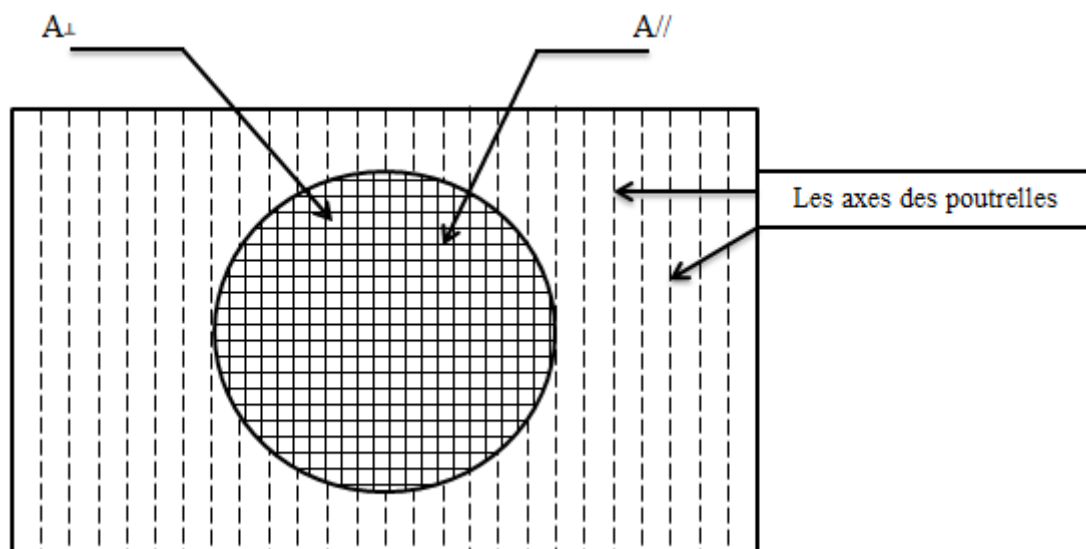


Figure III-20 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression

III.2.2) Plancher en dalle pleine :

La dalle pleine est un élément étendu de la structure, représenté par une dalle en béton armé encastrée dans la poutre. Sous l'effet d'une sollicitation du 1er genre en travaillant à la flexion simple

Pour le cas présent, nous adoptons ce type de plancher pour les balcons avec les dimensions données dans la figure suivante :

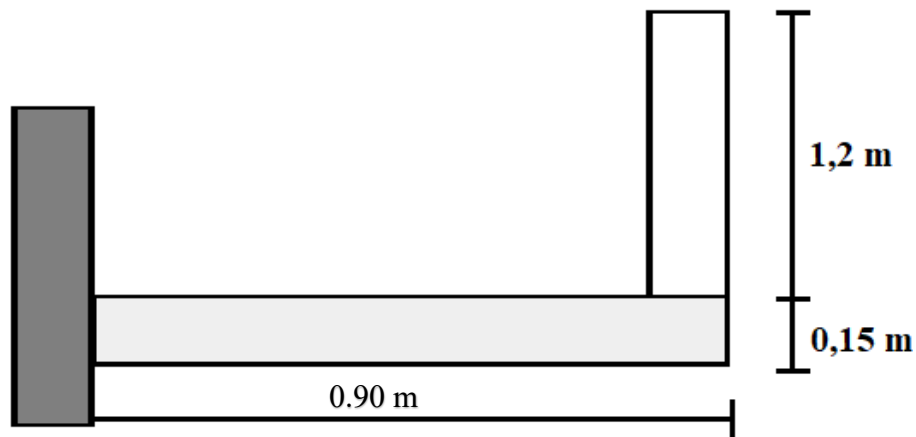


Figure III-21 : Schéma du balcon à étudier.

III.2.2.1) Hypothèses de calcul :

- Le balcon est calculé en flexion simple.
- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml de largeur ;
- La fissuration est préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries.

III.2.2.2) Évaluation des charges :

D'après le **Tableau II-5, CHAPITRE II**, nous avons pour une surface de 1m^2 les valeurs suivantes :

- Poids propre de la dalle : $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$
- Les charges d'exploitations : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

III.2.2.3) Calcul des sollicitations :

$$\text{ELU} \rightarrow Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = 12,36 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} \rightarrow Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 1\text{m} = 8,77 \text{ KN/ml.}$$

La charge exercée par le mur (garde-corps) :

C'est une force concentrée au long du balcon

$$F = \gamma_{\text{mur}} \times b \times h = 13 \times 0,1 \times 1,2 = 1,56 \text{ KN}$$

$$\text{ELU} \rightarrow F_u = 1,35 \times F = 2,1 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS} \rightarrow F_{\text{ser}} = F = 1,56 \text{ KN.}$$

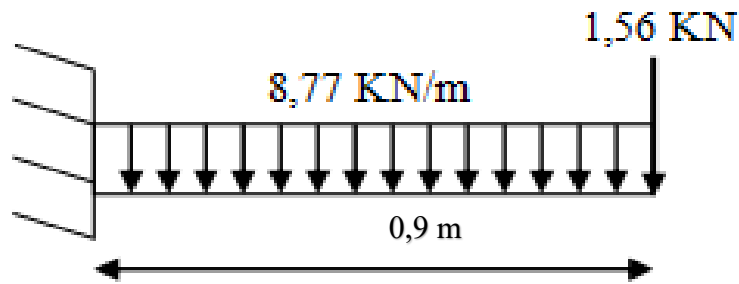


Figure III-22 : Schéma statique du balcon sous chargement

Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{\max} = -\left(\frac{Q_u \times L^2}{2}\right) - F_U \times L$$

$$M_{\max} = -\left(\frac{12,36 \times 0,9^2}{2}\right) - 2,1 \times 0,9 = -6,9 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = \left(\frac{Q_u \times L}{2}\right) + F_U$$

$$T_{\max} = \left(\frac{12,36 \times 0,9}{2}\right) + 2,1 = 7,45 \text{ KN}$$

III.2.2.4) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire à l'ELU.

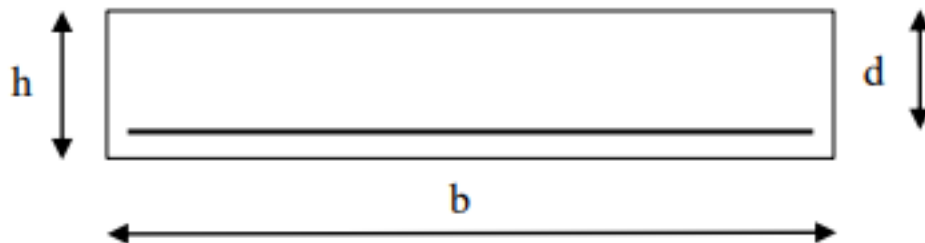


Figure III-23 : Section de balcon à ferrailler.

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = h - c = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,9 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,050$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,98$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,9 \times 10^3}{348 \times 0,98 \times 12} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Armatures principales :

$$A_{\text{calculée}} > A_{\min} \rightarrow 1,69 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2$$

On prend 6T10 soit $A_s = 4,74 \text{ cm}^2$

D'après le **BAEL 91**, l'espacement : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 3,14 / 4 = 1,19 \text{ cm}^2$$

On prend 5T8 soit $A_r = 2,5 \text{ cm}^2$

D'après le **BAEL 91**, l'espacement : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

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

Les vérifications :**➤ A l'ELU :**

D'après le **BAEL91** article **A.5.1 ,211** : la contrainte de cisaillement (l'effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{7,45 \times 10}{100 \times 12} = 0,06 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{ct28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$0,06 \text{ MPa} < 2,5 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

➤ A l'ELS :**➤ Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d-y) = 0 \Leftrightarrow \frac{100y^2}{2} - 15A_s(13,5-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \Leftrightarrow y = 3,13 \text{ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée).}$$

➤ Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s(d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

➤ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$M_{\text{ser}} = -\frac{Q_{\text{ser}} \times L^2}{2} - F_{\text{ser}} \times L = -\frac{8,77 \times 1^2}{2} - 1,56 \times 1 = -5,95 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,95 \times 10^3}{6087,13} \times 3,13 = 3,06 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \times \frac{5,95 \times 10^3}{6087,13} (12 - 3,13) = 152,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 152,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

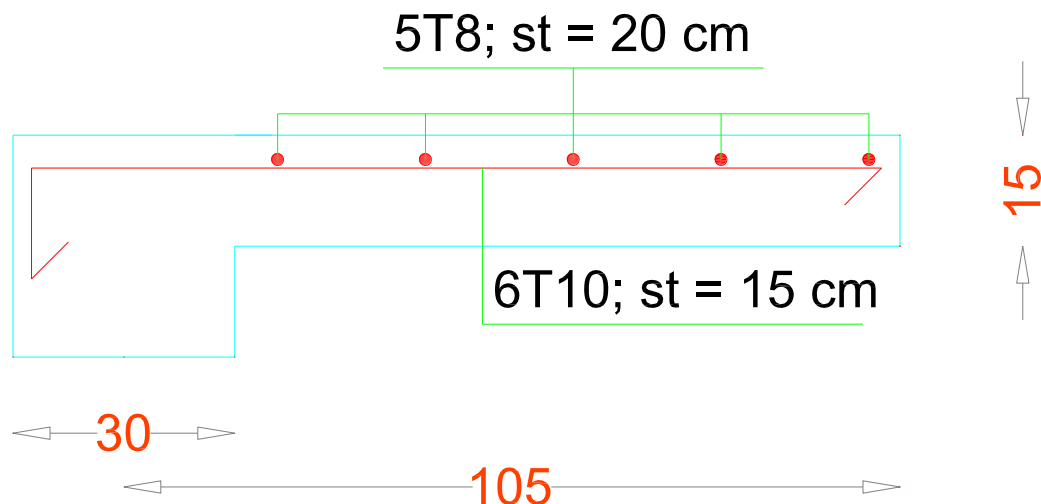


Figure III-24 : Ferrailage du balcon.

III.2) Escalier :

L'escalier est un élément en béton armé constitué de plusieurs marches et contremarches, permettant assure le passage entre les niveaux de l'immeuble. Il sert d'autre part à un issue de secours en cas d'une urgence, ce qui rend obligatoire de le dimensionner et ferrailer correctement afin qu'il reste en service même pendant un tel risque comme l'incendie, séisme...etc.

Un escalier se compose d'un nombre de 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", la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

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, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

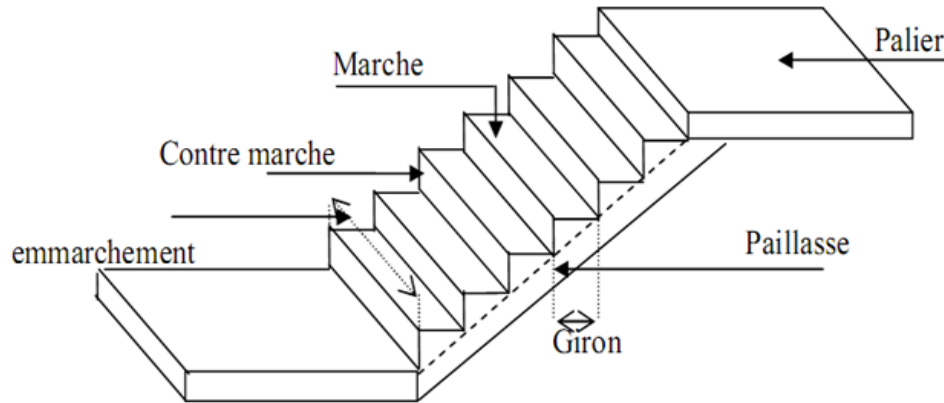


Figure III-25 : Schéma de l'escalier

III.2.1) Dimensionnement de l'escalier :

D'après les plans d'architecture, nous avons un escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.

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

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

h : Hauteur de la marche (contre marche), g : Largeur de la marche,

$$\text{On prend : } 2h + g = 64 \text{ cm (H = n.h = } \frac{h_c}{2})$$

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$; Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

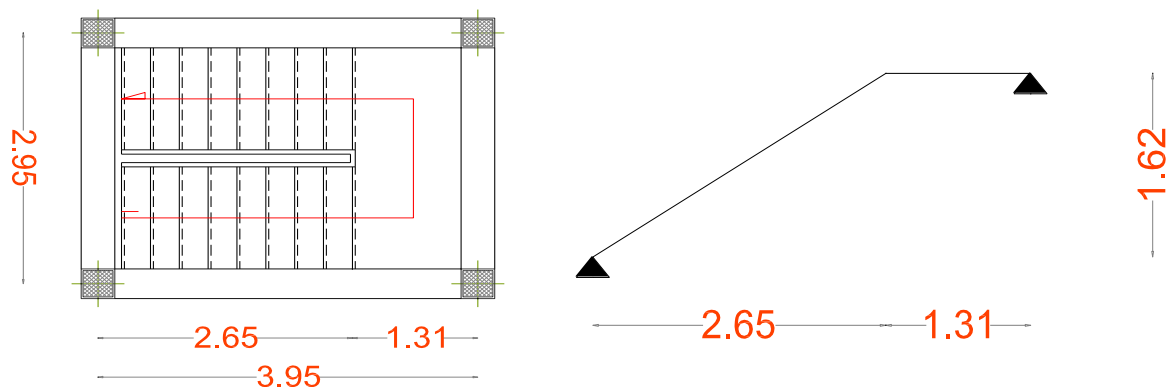


Figure III-26 : Vue en plan et schéma statique de l'escalier

➤ **Dimensionnement de la marche et la contre marche :**

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

$$\text{Donc d'après Blondel on a : } m = (L/(n - 1)) + 2 \times H/n$$

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

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm, } H = 162 \text{ cm et } L = 265 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 652n + 323 = 0$$

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

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

$$h = 162/9 = 18 \text{ cm. ; donc on prend : } h = 18 \text{ cm. } g = L/(n - 1) = 30 \text{ cm.}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm. et } h = 18 \text{ cm.}$

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = 18/30 = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,86$$

➤ **Dimensionnement de l'épaisseur de la volée :**

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{310}{30 \times 0,86} \leq e_v \leq \frac{310}{20 \times 0,86}$$

$$\rightarrow 12,02 \text{ cm} \leq e_v \leq 18,02 \text{ cm}$$

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

➤ **Dimensionnement de l'épaisseur du palier :**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,86} = 17,44 \text{ cm}$$

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

➤ **Dimensionnement de la poutre palière :**

Selon le **BAEL 91 modifié 99**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19,66 \text{ cm} \leq h \leq 29,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h = 30 \text{ cm donc } d = 0,9h = 27 \text{ cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du **RPA 2024** :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2) Evaluation des charges :

➤ Paillasse (volée) :

Charge permanente : $G = 7,30 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,60 \text{ KN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 9,80 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Palier :

Charge permanente : $G = 4,86 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \text{ KN/m} \\ q_{ser} = G + Q = 7,36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Poutre palière :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):

$$G_m = 3,23 \times 2 = 6,46 \text{ KN/m}$$

Réaction du palier : $R_b(\text{ELU}) = 23,51 \text{ KN/ml}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 6,46)) + 23,51 = 35,26 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 6,46 + 16,86 = 25,57 \text{ KN/m}$$

III.2.3) Calcul des sollicitations :

• Paillasse et palier :

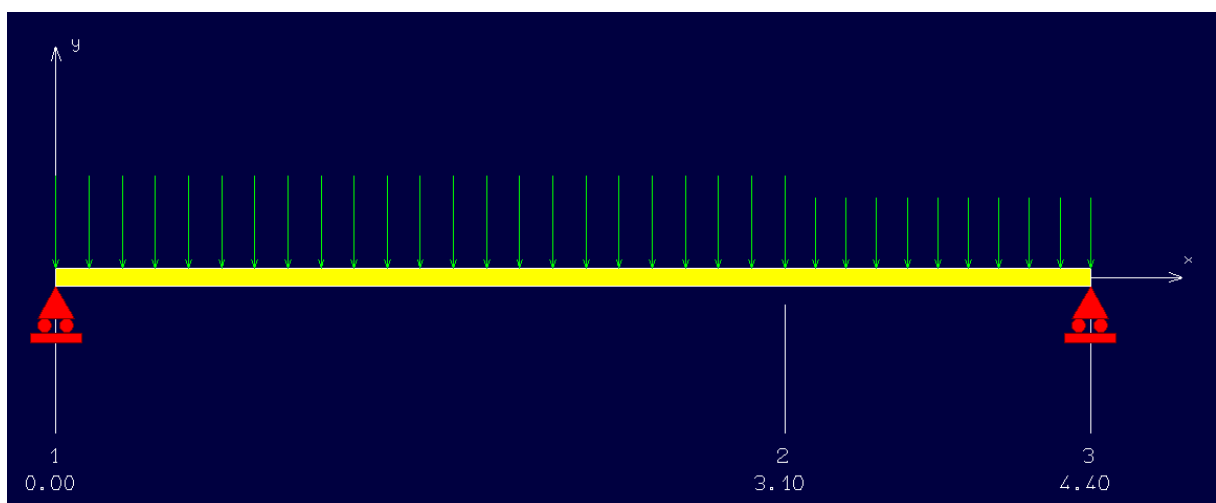


Figure III-27 : Schéma statique de l'escalier sous chargement à l'ELU

➤ **Les réactions sur appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 13,60 \times 3,1 + 10,31 \times 1,3 = 55,56 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b \times 4,4 = 13,60 \times 3,1 \times 1,55 + 10,31 \times 1,3 \times 3,75$$

$$R_b = 26,27 \text{ KN.}$$

$$R_a = 29,29 \text{ KN.}$$

➤ **Moment fléchissant max**

$$M(x) = 29,29x - 13,60 \times \frac{x^2}{2}$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d(29,29x - 13,60 \times \frac{x^2}{2})}{dx}$$

$$T(x) = 29,29 - 13,60x$$

$$\text{Pour } T(x) = 0 \rightarrow x = 2,15$$

Donc :

$$M_{\max} = M(2,15) = 29,29(2,15) - 13,60 \times \frac{2,15^2}{2}$$

$$M_{\max} = 31,54 \text{ KN.m}$$

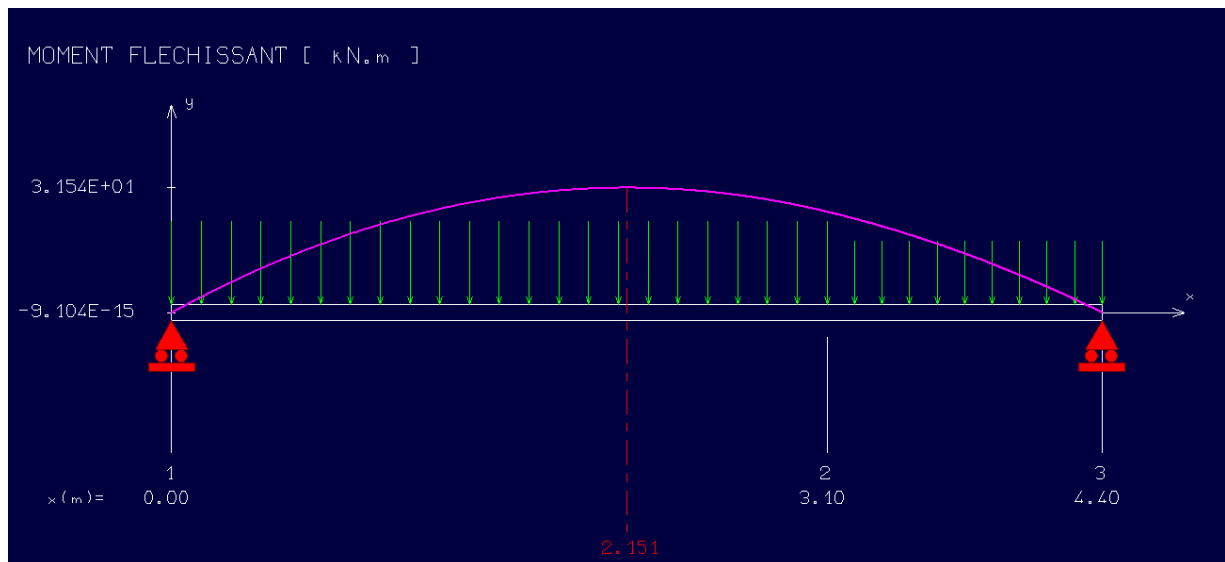


Figure III-28 : Diagrammes des moments fléchissant

➤ **Effort tranchant**

$$T(x) = 29,29 - 13,60x$$

$$T(0) = 29,29 \text{ KN}$$

$$T(4,45) = -26,27 \text{ KN}$$

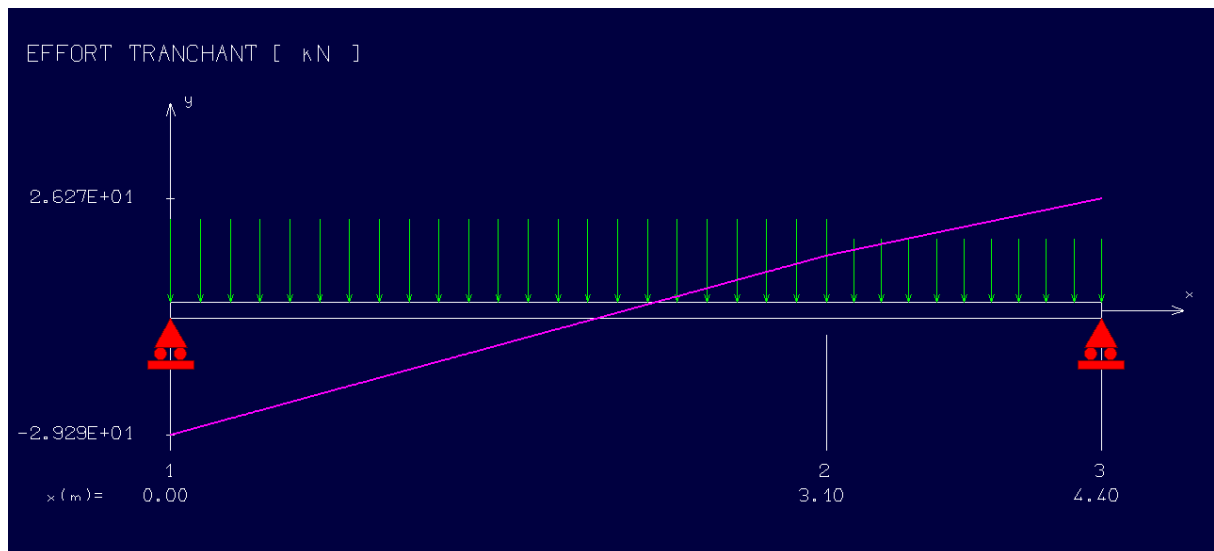


Figure III-29 : Diagrammes des efforts tranchants

- **Poutre palière :**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{35,26 \times 2,95^2}{8} = 38,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 32,60 \text{ KN.m},$$

$$M_a = 0,40M_0 = 15,34 \text{ KN.m}$$

III.2.4) Calcul du ferrailage :

III.2.4.1) Paillasse et palier :

$$M_t = 31,54 \text{ KN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{31,54 \times 10^3}{14,17 \times 13,5^2 \times 100} = 0,122 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,935$$

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

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,54 \times 10^3}{0,935 \times 13,5 \times 348} = 7,17 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T14 soit $A_s = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

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

On adopte 6T10 soit $A_r = 4,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$A = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes :**➤ A l'ELU :****Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{29,29 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A l'ELS :

$$M_{\max} = 23,16 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 138,6 y - 1871,1 = 0 \rightarrow y = 4,886 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,886^3}{3} + 15 \times 9,24 (13,5 - 4,886)^2 = 14172,37 \text{ cm}^4.$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{23,16 \times 10^3}{14172,37} \times 4,886 = 7,98 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,98 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

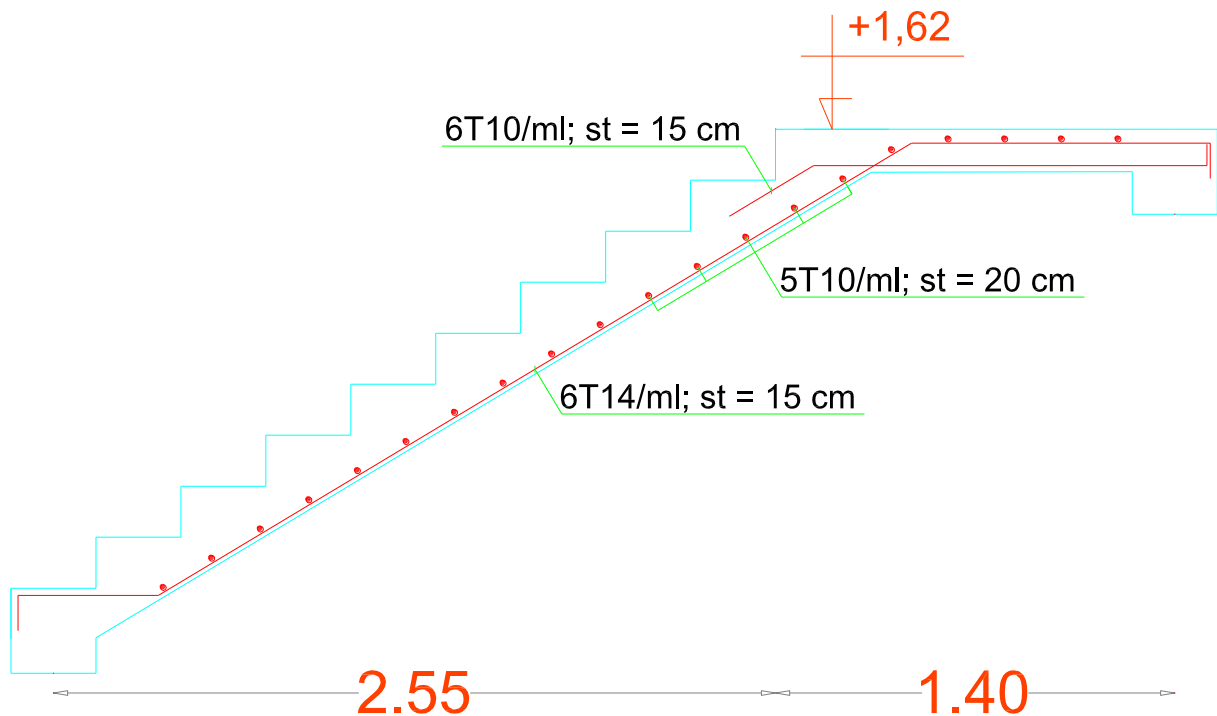


Figure III-30 : Ferrailage de l'escalier

III.2.4.2) Poutre palière :

En travée :

$$M_t = 32,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{32,60 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,105 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,944$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32,60 \times 10^3}{0,944 \times 27 \times 348} = 3,67 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix 6T10 avec : $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

Sur appui :

$$M_a = 15,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,34 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,049 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,34 \times 10^3}{0,978 \times 27 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T10 avec : $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

Armatures transversales**A. Détermination du diamètre des armatures transversal**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 8,6 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

B. L'espacement

$$S_t \leq \min \{ 0,9h ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq \min \{ 27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le **RPA 2024**:

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_1 \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

C. La longueur de scellement droit l_s

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm.}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,6}{1,87} = 9,05 \text{ cm.}$$

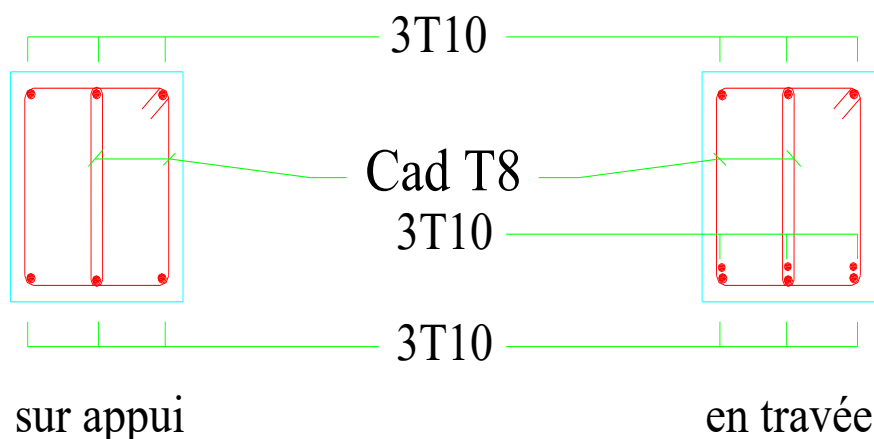


Figure III-31 : Ferrailage de la poutre palière

III.3) Acrotère :

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumis à son poids propre G et aux charges horizontales dues à une main courante $N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$ et au séisme qui crée un moment de renversement.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable). Dans ce cas le calcul s'effectue à L'ELU et L'ELS.

L'acrotère pour notre structure à une dimension de $= 60 \text{ cm}$ d'ateur et 10 cm d'épaisseur.

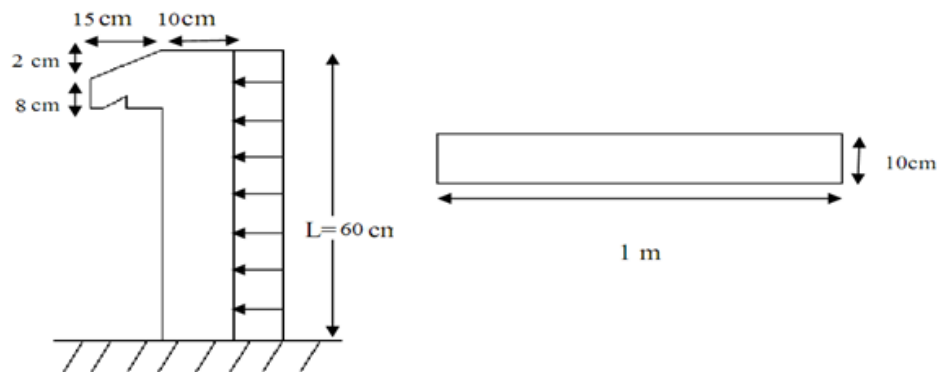


Figure III-32 : Dimensions des Actions agissantes sur l'acrotère

III.3.1) Calcul des sollicitations :

- **Poids propre :**

$$S = \left[\frac{0,25 \times 0,02}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,25 \times 0,08) \right] = 0,073 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,83 \text{ KN/ml}.$$

- **Effort normal :**

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

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,83 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de flexion :**

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

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

- **Effort tranchant :**

- L'effort dû à la force de la main courante :

$$V_1 = N_Q = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V_1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ser}} = V_1 = 1 \text{ KN}$$

- L'effort dû à la force sismique :

D'après le **RPA 2024** article **6.2.3**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_{pk} = (A \cdot I \cdot S) \times C_p \times \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \times W_p$$

Les coefficients A, I, S et C_p sont obtenus à partir le **RPA 2024**

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2)), $A = 0,15$
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10)), $I = 1,2$
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4)), $S = 1,3$
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base, $H = 16,80 \text{ m}$
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base, $h_z = 16,20 \text{ m}$
- C_p : Facteur de force horizontal $C_p = 0,4$
- W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,83 \text{ KN}$.
- F_{pk} : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_{pk} = (0,15 \times 1,2 \times 1,3) \times 0,4 \times \left(1 + \frac{3 \times 16,20}{16,80}\right) \times 1,83 = 6,7 \text{ KN}$$

$$V_2 = F_{pk} = 6,7 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V_2 = 10,05 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ser}} = V_2 = 6,7 \text{ KN}$$

La force à prendre lors du calcul est : $T_u = \max(V_1 ; V_2) = 10,05 \text{ KN}$

- **Enrobage**

Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $C = C' = 2 \text{ cm}$

- **L'excentricité**

L'excentricité de 1er ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,47} = 0,36 \text{ m}$$

L'excentricité additionnelle

$$e_a = \text{Max}\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = 2\text{ cm}$$

L'excentricité de 2ème ordre

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

$$L_f = 2l = 1,2\text{ m} ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0,00144\text{m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,381\text{m}$$

$$\begin{cases} e_0 = 0,381\text{m} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,28\text{m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \left(\frac{h_0}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{la section est Partiellement comprimée}$$

- **Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue**

- **ELU :**

$$e_u = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,421\text{ m} ; M_u = N_u \times e_u = 1,04\text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,6}{1,83} = 0,33\text{ m}$$

$$e_s = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,37\text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times e_s = 0,68\text{ KN.m}$$

III.3.2) Calcul du ferrailage :

La section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire en flexion simple sous l'effet du moment M_u , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée.

Armatures principale :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2(0,009)}}{2} = 0,995$$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,04 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,33 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 0,26 < A_{\min} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{\min}) = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4φ8 soit $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement :

D'après **BAEL 91** $S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $S_t = 33 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4φ8 soit $A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement :

D'après **BAEL 91** $S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 40 \text{ cm}$

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

- Vérification :**➤ A l'ELU :****Contrainte de cisaillement (l'effort tranchant) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{10,05}{0,09 \times 1} = 111,67 \text{ KN/m}^2 = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) \Leftrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A P'ELS :

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,05)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,05)^2$$

$$I = 1524,65 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0,68 \times 10^3}{1524,65} \times 2,05 = 0,91 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $n = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{680}{1524,65} (9 - 2,05) = 46,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

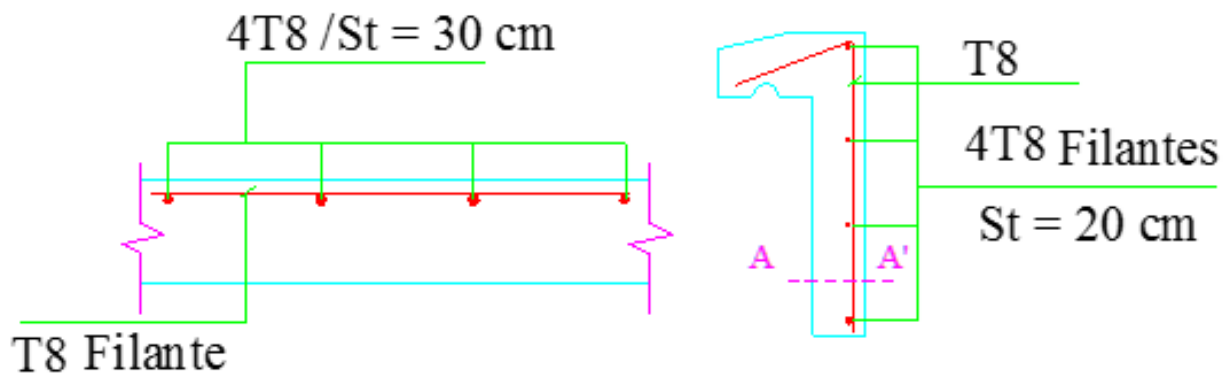


Figure III-33 : Ferrailage de l'acrotère

III.5) Conclusion :

Le calcul des éléments non structuraux dans une structure en béton armé est une étape cruciale pour garantir la sécurité, la fonctionnalité et la durabilité globale de l'ouvrage. Bien que ces éléments ne participent pas directement à la résistance aux charges principales, leur interaction avec la structure porteuse et leur propre vulnérabilité aux sollicitations sismiques ou autres peuvent avoir des conséquences significatives en cas d'événement.

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV.1) Introduction :

Comprendre la réaction des structures aux séismes est essentiel pour une conception et une construction parasismiques efficaces, réduisant ainsi les risques de dommages. Analyser leur comportement sous l'effet des tremblements de terre est crucial pour assurer la sécurité des bâtiments et prévenir les dégâts potentiels.

Les séismes induisent divers types de sollicitations sur les structures :

- **Composantes horizontales (H) :** Particulièrement dangereuses, elles provoquent des flexions latérales bidirectionnelles.
- **Composantes verticales (V) :** Elles causent des vibrations longitudinales affectant la résistance et la ductilité des éléments porteurs tel que les poteaux et les voiles.

IV.2) Objectif de l'étude dynamique :

L'étude dynamique des structures est essentielle pour évaluer leur comportement vibratoire sous l'action de sollicitations dynamiques telles que les séismes et le vent. En identifiant les fréquences propres et les modes de vibration, cette analyse fournit des informations cruciales pour concevoir des structures plus résistantes et mieux adaptées à ces types de perturbations.

IV.3) Méthodes de calcul :

Selon le **RPA 2024** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

IV.3.1) Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.2) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode dépend l'utilisation d'accélérogrammes, qui mesurent les accélérations subies par une structure lors d'un événement dynamique. Ces données d'accélération enregistrées lors de séismes naturel ou provoqué permettent de comprendre comment la structure réagit et de modéliser ses comportements sous diverses conditions de charge dynamique.

IV.3.3) Méthode statique équivalent :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. 39 Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.4) Modélisation de la structure :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique. Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise sur le logiciel «**ETABS Version 21**» un modèle tridimensionnel de la structure avec 5 niveaux (R+4 étages) encastrée à sa base afin de calculer les forces sismiques suivant différentes méthodes :(Response Spectrum Function, Time History Function, ...) «Response Spectrum Function » a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés.

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) ;
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.
- Le spectre de réponse est introduit en termes de périodes.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer trois directions orthogonales X, Y et Z.

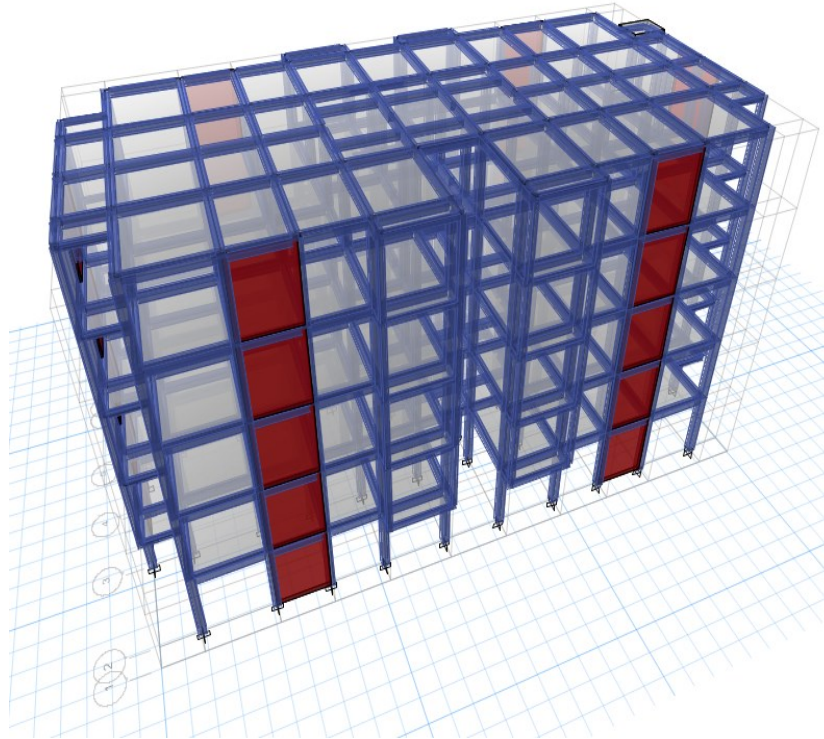


Figure IV-1 : Vue en 3D de la structure.

IV.4.1) Disposition des voiles adoptée :

Après plusieurs dispositions de voile proposées, nous avons opté pour cette disposition illustrée dans la figure ci-dessous. C'est elle qui vérifie tous les articles du **RPA 2024** telles que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

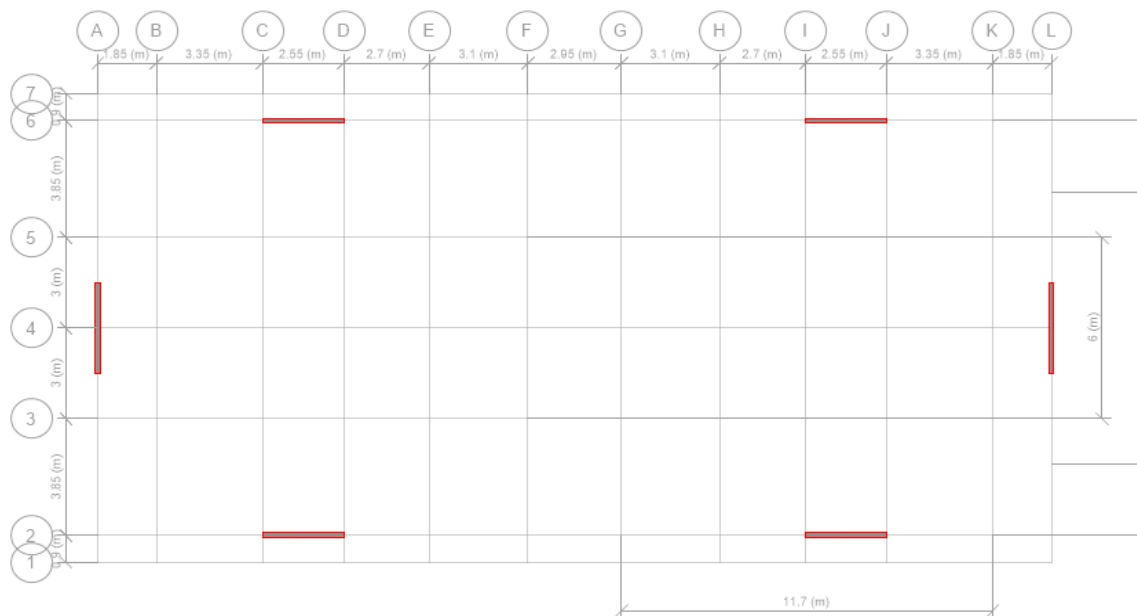


Figure IV-2 : Disposition des voiles

IV.5) L'analyse et le calcul de la structure :**IV.5.1) Détermination du coefficient de comportement global de la structure R :**

Après avoir introduit les spectres de réponses initiales en prenant le rapport $Q_F / R = 1$, nous avons obtenu les résultats suivants de la distribution des efforts tranchants sur les poteaux et sur les voiles :

Tableau IV-1 : La distribution de l'effort tranchant à la base

Poteaux	T _x (KN)	T _y (KN)
RDC	71.11	115,72

Voiles	T _x (KN)	T _y (KN)
RDC	368.96	299.36

Le pourcentage des voiles suivant x-x' :

$$\frac{T_{x \text{ voile}}}{T_{x \text{ voile}} + T_{x \text{ poteaux}}} \times 100 = \frac{368,96}{368,96 + 71.11} \times 100 = 83,84\%$$

Le pourcentage des voiles suivant y-y' :

$$\frac{T_{y \text{ voile}}}{T_{y \text{ voile}} + T_{y \text{ poteaux}}} \times 100 = \frac{299,36}{299,36 + 115.72} \times 100 = 72,12\%$$

Le système de contreventement est : **catégorie 4 : Système à contreventement mixte équivalente à voile.**

Vérification du système à ossature a noyau ou à effet noyau :

Système a contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité a la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y , sont inférieurs au rayon de giration, l_s , du plancher.

$$r_x < l_s \text{ et } r_y < l_s$$

- r_x et r_y représentent, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y.
- l_s représente le rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesure par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

a- Détermination des rayons de torsion (r_x et r_y) :

Le rayon de torsion (r_x et r_y) peut également être défini comme la racine carrée du rapport entre la rigidité en torsion (K_M) et la rigidité latérale dans une direction donnée (K_{FX} et K_{FY}). Cette définition est couramment utilisée en ingénierie des structures, notamment dans l'analyse dynamique et la conception parasismique. Les formules sont :

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FY}}} \\ r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{FX}}} \end{cases}$$

- K_M : Rigidité en torsion (rigidité de rotation autour de l'axe vertical, généralement exprimée en KN.m /rad)
- K_{FX} : Rigidité latérale dans la direction X (généralement exprimée en KN/m)
- K_{FY} : Rigidité latérale dans la direction Y (généralement exprimée en KN/m)

La procédure de détermination des **rigidités torsionnelles** et **latérales** est similaire à celle utilisée pour déterminer l'excentricité structurelle (section a.1). Pour chaque niveau d'étage, trois cas de charges statiques sont définis, et les charges appliquées sont représentées par F_{TX} , F_{TY} et M_T , respectivement.

- F_{TX} : Force latérale appliquée dans la direction X,
- F_{TY} : Force latérale appliquée dans la direction Y,
- M_T : Moment de torsion appliqué autour de l'axe vertical Z.

Ces forces et moments sont appliqués au **centre de rigidité**, contrairement à la détermination de l'excentricité structurelle, où ils étaient appliqués au **centre de masse**.

Calcul des rigidités

Les rigidités torsionnelles et latérale dans les deux directions sont calculées comme suit :

1. Rigidité latérale dans la direction X (K_{FX}) :

$$K_{FX} = \frac{F_{TX}}{\Delta_X}$$

Où :

- F_{TX} : Force appliquée dans la direction X,
- Δ_X : Déplacement résultant dans la direction X.

2. Rigidité latérale dans la direction Y (K_{FY}) :

$$K_{FY} = \frac{F_{TY}}{\Delta_Y}$$

Où :

- F_{TY} : Force appliquée dans la direction Y,
- Δ_Y : Déplacement résultant dans la direction Y.

3. Rigidité torsionnelle (K_M) :

$$K_M = \frac{M_T}{\theta}$$

Où :

- M_T : Moment de torsion appliqué (en KN.m).
- θ : Rotation angulaire résultante (en radians).

On introduit les F_{TX} , F_{TY} et M_T comme des charges unitaires de valeurs :

- $F_{TX,i} = F_{TY,i} = 10^6$ KN (forces latérales dans les directions X et Y).
- $M_{T,i} = 10^6$ KN.m (moment de torsion appliqué).

Tableau IV-2 : Détermination des rayons de torsion rx et ry

Étages	Δ_X (m)	Δ_Y (m)	θ (rad)	K_{Fx} (kN/m)	K_{fy} (kN/m)	K_{Mz} (kN.m/rad)	r_x (m)	r_y (m)
4	17.827	20.939	0.108184	56094.69	47757.77	9243511.06	13.91	12.84
3	13.994	17.545	0.086914	71459.20	56996.30	11505626.3	14.21	12.69
2	9.833	13.249	0.062623	101698.36	75477.39	15968573.8	14.55	12.53
1	5.603	8.133	0.036487	178475.82	122955.86	27407021.7	14.93	12.39
RDC	1.939	2.989	0.012669	515729.76	334560.05	78932828.2	15.36	12.37

b- Détermination du rayon de giration (I_s) :

Il est défini comme la racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire de la masse du plancher (dans le plan) et la masse totale du plancher.

Dans le cas d'une aire de plancher rectangulaire de dimensions l (longueur) et b (largeur), avec une masse uniformément répartie sur toute la surface, I_s peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$I_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}}$$

Où :

- I_p : Moment d'inertie polaire du plancher, donné par :

$$I_p = \frac{m}{12}(l^2 + b^2)$$

- m : Masse totale du plancher.

En substituant I_s dans la formule du rayon de giration :

$$I_s = \sqrt{\frac{\frac{m}{12}(l^2 + b^2)}{m}} = \sqrt{\frac{(l^2 + b^2)}{12}}$$

Tableau IV-3 : Détermination des rayons de giration I_s

	I_p (tonne/m ²)	m (tonne)	I_s (m)
4	34676.43	376.51	9.60
3	35684.61	367.65	9.85
2	35684.61	367.65	9.85
1	35684.61	367.65	9.85
RDC	35350.84	365.11	9.84

Tableau IV-4 : Vérification du système à effet noyau

	r_x (m)	I_s (m)	$r_x > I_s$	r_y (m)	I_s (m)	$r_y > I_s$
4	13.91	9.60	vérifiée	12.84	9.60	vérifiée
3	14.21	9.85	vérifiée	12.69	9.85	vérifiée
2	14.55	9.85	vérifiée	12.53	9.85	vérifiée
1	14.93	9.85	vérifiée	12.39	9.85	vérifiée
RDC	15.36	9.84	vérifiée	12.37	9.84	vérifiée

Ce système ne présente pas une rigidité à la torsion minimale, r_x et r_y sont supérieures de l_s .
Donc il ne s'agit pas d'un système à effet noyau.

D'après le **tableau 3.18: Valeurs du coefficient de comportement, R du RPA 2024** :

$$R_x = R_y = 4,5$$

IV.5.2) Détermination du facteur de qualité Q_F :

D'après le RPA 2024, la valeur de Q_F est déterminée par :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

a) Régularité en plan :

a.1) : Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. Donc cette condition est vérifiée.

a.2) : A chaque niveau et pour la direction de calcul x , l'excentricité structurale e_{ox} doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e_{0x}, e_{0y} \leq 0,3 r_x \\ r_x, r_y \geq l_s \end{cases}$$

	$d_{x,G,i}$ (mm)	θ_{xi} (rad)	$d_{y,G,i}$ (mm)	θ_{yi} (rad)	θ_{zi} (rad)	Masse (Kg)	MMS (t/m ²)
4 ^{ème}	6615	0.00307	7766	0	0.04014	376510	34676
3 ^{ème}	5190	0.00217	6502	0	0.03222	367651	35685
2 ^{ème}	3644	0.00131	4905	0	0.02320	367651	35685
1 ^{er}	2074	0.00060	3008	0	0.01351	367651	35685
RDC	717.2	0.00013	1104	0	0.00468	365108	35351

	$\Delta d_{x,G,i}$	$\Delta \theta_{xi}$	$\Delta d_{y,G,i}$	$\Delta \theta_{yi}$	$\Delta \theta_{zi}$	l_s	e_{0x}	e_{0y}
4 ^{ème}	1426	0.000903	1264	0	0.007916	9.60	0.00	0.11
3 ^{ème}	1546	0.000854	1596	0	0.009025	9.85	0.00	0.09
2 ^{ème}	1569	0.000716	1897	0	0.009693	9.85	0.00	0.07
1 ^{er}	1357	0.000469	1904	0	0.008821	9.85	0.00	0.05
RDC	717	0.000134	1104	0	0.004684	9.84	0.00	0.03

Sens X-X' :						
	$e_{0x} < 0,3 r_x$		vérification	$r_x > l_s$		Vérification
4 ^{ème}	0.00	4.17	Vérifiée	13.91	9.60	Vérifiée
3 ^{ème}	0.00	4.26	Vérifiée	14.21	9.85	Vérifiée
2 ^{ème}	0.00	4.37	Vérifiée	14.55	9.85	Vérifiée
1 ^{er}	0.00	4.48	Vérifiée	14.93	9.85	Vérifiée
RDC	0.00	4.61	Vérifiée	15.36	9.84	Vérifiée

Sens Y-Y' :						
	$e_{0y} < 0,3 r_y$		Vérification	$r_y > l_s$		Vérification
4 ^{ème}	0.11	3.85	Vérifiée	12.84	9.60	Vérifiée
3 ^{ème}	0.09	3.81	Vérifiée	12.69	9.85	Vérifiée
2 ^{ème}	0.07	3.76	Vérifiée	12.53	9.85	Vérifiée
1 ^{er}	0.05	3.72	Vérifiée	12.39	9.85	Vérifiée
RDC	0.03	3.71	Vérifiée	12.37	9.84	Vérifiée

Condition sur l'excentricité est vérifier dans les deux directions X et Y.

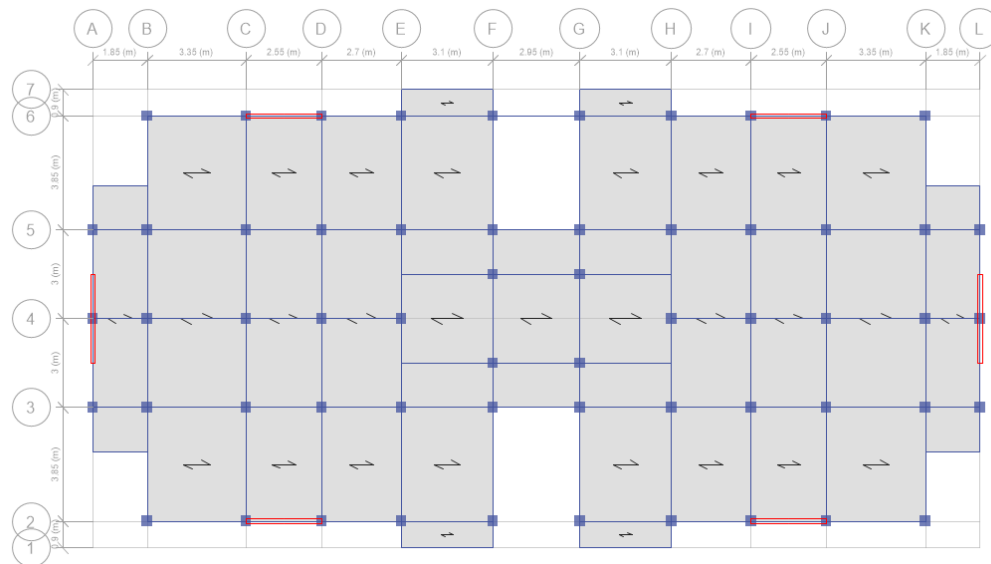
a.3.1) : La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4.

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 4$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{30,05}{21,5} = 1,398 < 4 ; \text{condition vérifiée.}$$

a.3.2) : Les limitations des décrochements des parties rentrantes ou saillantes

$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0,25$$



Sens x-x' :

$$\frac{l_1 + l_2}{L_x} = \frac{1,85 + 1,85}{30,05} = 0,12 < 0,25$$

Condition vérifiée suivant x-x'.

Sens y-y' :

$$\frac{l_1 + l_2}{L_y} = \frac{2,35 + 2,35}{21,5} = 0,22 < 0,25$$

Condition vérifiée suivant y-y'.

a.4) : Rigidité des planchers et des ouvertures. Les conditions essentielles sont que la surface totale des ouvertures de plancher ne doit pas excéder 15% de la surface totale du plancher. Cela permet de maintenir une bonne rigidité globale du plancher.

$$\frac{S_{\text{ouverture}}}{S_{\text{plancher}}} \leq 0,15 \rightarrow \frac{2,95 \times 3,85}{382,74} = \frac{11,38}{382,74} = 0,03 < 0,15$$

b) Régularité en élévation :

b.1) tous les éléments porteurs verticaux continus à la fondation.

b.2) La raideur et la masse des différents niveaux d'un bâtiment restent constantes ou diminuent progressivement.

Etage	La masse (KN)
4 ^{ème}	3765.10
3 ^{ème}	3676.51
2 ^{ème}	3676.51
1 ^{er}	3676.51
RDC	3651.08

b.3) Le rapport de masse sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

$$\frac{M}{K} \leq 0,25$$

Calcul des rigidités :

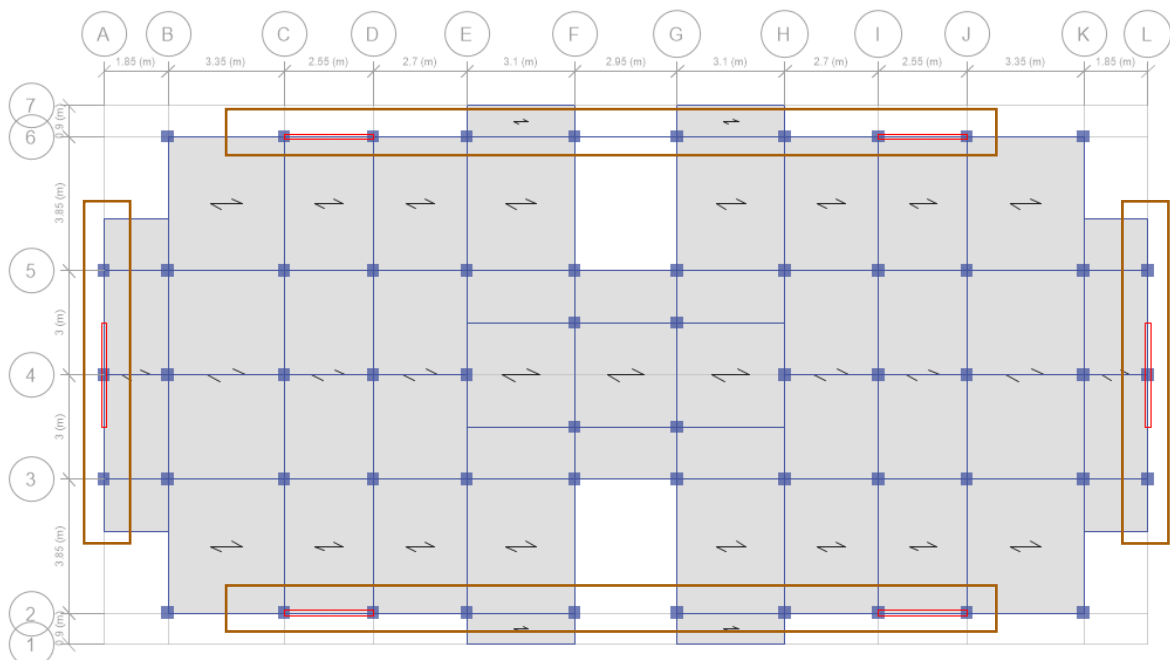
Etage	M (KN)	K _{FX} (KN.m ²)	K _{FY} (KN.m ²)	M/ K _{FX}	M/ K _{FY}
4 ^{ème}	3765,10	56094.69	47757.77	0.07	0.08
3 ^{ème}	3676,51	71459.20	56996.30	0.05	0.06
2 ^{ème}	3676,51	101698.36	75477.39	0.04	0.05
1 ^{er}	3676,51	178475.82	122955.86	0.02	0.03
RDC	3651,08	515729.76	334560.05	0.01	0.01

La condition est vérifiée dans les deux directions.

b.4) Pas de décrochements en élévation.

c) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements.



- Sens x-x' : deux files de voiles
- Sens y-y' : deux files de voiles

Facteur de qualité suivant x-x'			
Catégorie	Critère « q »	Observé	N/Observé
b	Régularité en plan	0	/
	Régularité en élévation	0	/
	Redondance en plan	0	/
$Q_{F/x}$			1

Facteur de qualité suivant y-y'			
Catégorie	Critère « q »	Observé	N/Observé
b	Régularité en plan	0	/
	Régularité en élévation	0	/
	Redondance en plan	0	/
$Q_{F/y}$			1

IV.5.3) Détermination des paramètres de l'analyse dynamique modale spectrale :

La zone sismique	Groupe d'usage	Site
III	Groupe 2	S2

IV.5.4) Calcul de la force sismique :

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R , ainsi que d'un facteur de pondération dénommé facteur de qualité, Q_F .

Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant **Art 3.3.3** page **57** du **RPA 2024**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

I : Coefficient d'importance.

S : coefficient de site.

T1 : Imite inférieure des périodes.

T2 : Imite supérieure des périodes.

T3 : valeur définissant le début de la branche a déplacement spectral constant.

La valeur du facteur de correction d'amortissement visqueux, η , peut être déterminée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

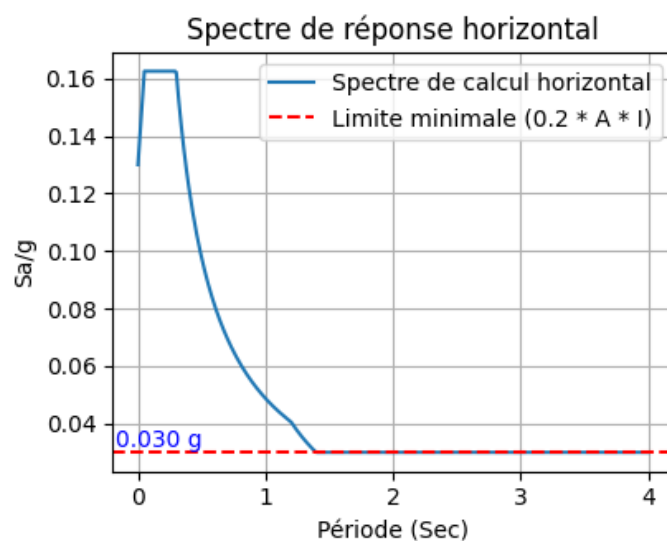
Avec :

ξ : (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,641$$

Tableau IV.5 les paramètres du spectre de calcul.

A	I	S	T1	T2	T3
0,15	1,00	1,30	0,05	0,30	1,20

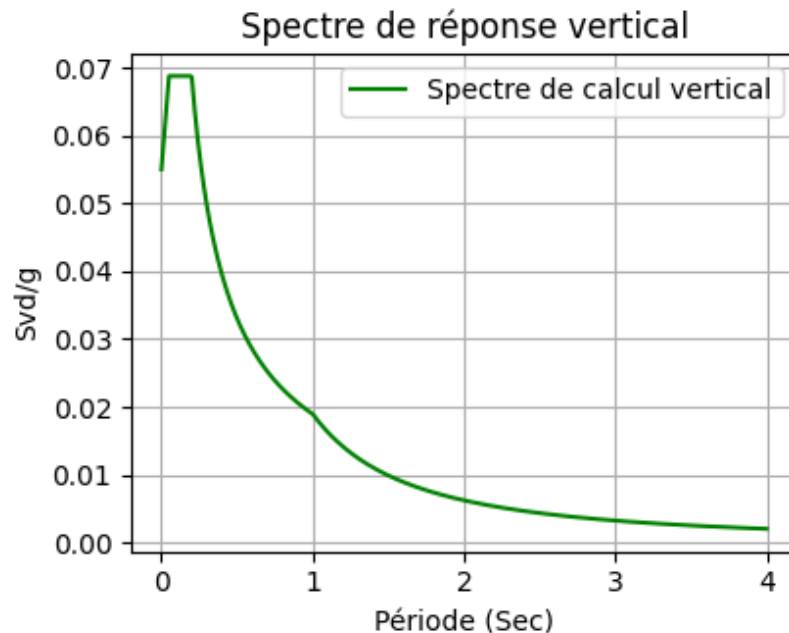


N.B : les valeurs du spectre ne doivent être en aucun cas inférieure à $(0,2.A.I)$

$$0,2 \times 0,15 \times 1,00 = 0,03.$$

Donc la valeur minimale du spectre est de 0,03 g.

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par Eqn. (3.16), avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale, A_v , S étant pris égal à 1.0, R étant pris égal à 1.5 pour tout système de contreventement, Q_F étant pris égal à 1.0, et les autres paramètres tels que définis en § 3.3.2.



IV.6) Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2024 :

1) Vérification art 4.3.3 :

Tableau IV-6 : La participation massique de la structure

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.492	0	77.01	0	77.01
2	0.448	72.9	0	72.9	77.01
3	0.346	0.01	0	72.91	77.01
4	0.135	0	14.35	72.91	91.36
5	0.106	18.18	0	91.09	91.36
6	0.087	0	0	91.09	91.36

7	0.064	0	5.51	91.09	96.87
8	0.047	6.18	0	97.27	96.87
9	0.040	0	2.44	97.27	99.31
10	0.039	0.00007	0	97.27	99.31
11	0.030	0	0.69	97.27	100
12	0.030	2.22	0	99.49	100

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions xx : Masse cumulée = 99.49 %

Direction yy : Masse cumulée = 100 %

la masse cumulée au dernier mode a dépassée les 90% suivant les deux directions X et Y

2) Résultante des forces sismiques de calcul art 4.3.5 :

La résultante des forces sismique à la base 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec : La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

λ : Coefficient de correction;

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul

W : Poids total de la structure

Si $V_{dynamique} < 0.80 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{modale}$.

Estimation de la période fondamentale de la structure art 4.2.4:

La période fondamentale est calculée par la formule suivante :

$$T_0 = C_T h_N^{3/4}$$

Direction x-x' :

$$T_{0x} = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 16,2^{3/4} = 0,404 \text{ sec}$$

Direction y-y' :

$$T_{0y} = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 16,2^{3/4} = 0,404 \text{ sec}$$

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = 1.3 T_{empirique}$

T_x Calcul	T_x empirique	$1,3 T_x$ empirique	T_{0x}
0.492	0.404	0.525	0.492
T_y Calcul	T_y empirique	$1,3 T_y$ empirique	T_{0y}
0.448	0.404	0.525	0.448

Estimation du coefficient de correction :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: \text{Si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1: \text{autrement} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{0x} = 0,492 < 2T_2 = 0,60 \\ \text{le bâtiment a 5 niveaux} \end{cases} \rightarrow \lambda = 0,85$$

$$\begin{cases} T_{0y} = 0,448 < 2T_2 = 0,60 \\ \text{le bâtiment a 5 niveaux} \end{cases} \rightarrow \lambda = 0,85$$

Estimation de l'ordonnée du spectre de calcul :

$$\text{On : } T_2 = 0,3 < T_{0x} = 0,492 < T_3 = 1,2$$

$$T_2 = 0,3 < T_{0y} = 0,448 < T_3 = 1,2$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T_0} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(0,492) = 0,15 \times 1 \times 1,3 \left[2,5 \times \frac{1}{3} \right] \left[\frac{0,3}{0,492} \right] = 0,099$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(0,448) = 0,15 \times 1 \times 1,3 \left[2,5 \times \frac{1}{3} \right] \left[\frac{0,3}{0,448} \right] = 0,109$$

$$V_x = 0,85 \times 0,099 \times 18445,71 = 1553,54 \text{ KN}$$

$$V_y = 0,85 \times 0,109 \times 18445,71 = 1706,13 \text{ KN}$$

$V_{dyn/x}$ (KN)	$V_{st/x}$ (KN)	80% V_{st} (KN)	Condition
------------------	-----------------	-------------------	-----------

690.77	1553,54	1242,83	Non vérifiée
V_{dyn/y} (KN)	V_{st/y} (KN)	80% V_{st} (KN)	Condition
739.78	1706,13	1364,90	Non vérifiée

$V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faut donc augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...etc.) dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}} / V_{\text{dynamique}}$.

$$\frac{0,8 \cdot V_{\text{st/x}}}{V_{\text{dyn/x}}} = \frac{1242,83}{690,77} = 1,8 \rightarrow \text{augmentation de 18\%}$$

$$\frac{0,8 \cdot V_{\text{st/x}}}{V_{\text{dyn/x}}} = \frac{1364,90}{739,78} = 1,8 \rightarrow \text{augmentation de 18\%}$$

3) Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages art 5.10 :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Tableau VI-7 : Vérification des déplacements dans le sens XX'

	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	h_k	1,5 % h_k	Condition
Étage 4	0.0018	0.0054	0.0000	3.24	0.0486	vérifiée
Étage 3	0.0018	0.0054	0.0028	3.24	0.0486	
Étage 2	0.0009	0.0026	0.0012	3.24	0.0486	
Étage 1	0.0005	0.0014	0.0009	3.24	0.0486	
RDC	0.0002	0.0005	0.0005	3.24	0.0486	

Tableau VI-8 : Vérification des déplacements dans le sens YY'

	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	h_k	1,5% h_k	Condition
Étage 4	0.0018	0.0054	0.0000	3.24	0.0486	vérifiée
Étage 3	0.0018	0.0054	0.0000	3.24	0.0486	

Étage 2	0.0018	0.0054	0.0035	3.24	0.0486	
Étage 1	0.0006	0.0019	0.0012	3.24	0.0486	
RDC	0.0002	0.0006	0.0006	3.24	0.0486	

4) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ art 5.9 :

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

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 :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \mapsto \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \mapsto \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,329 \text{ sec} \leq 0,7 \text{ sec}$

Les forces F sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante

$$F_i = (V - F_t) \times W_i \times h_i / \sum_{j=1}^n W_j \times h_j$$

- 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 ».

$$\text{Si: } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 & \Rightarrow \text{Effet P-}\Delta \text{ peut être négligé} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 & \Rightarrow \text{Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)} \\ \theta_K > 0,2 & \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée} \end{cases}$$

Tableau VI-9: Vérification de l'effet P-Delta

Niveau	H_K (m)	P_K	Sens-x			Sens-y			C	
			Δ_K	V_K	θ	Δ_K	V_K	θ		
4	16.20	3765.1	0.0000	144.60	0.0000	0.0000	130.84	0.0000	0,1	vérifiée
3	12.96	7441.61	0.0029	369.90	0.0045	0.0000	339.07	0.0000	0,1	
2	9.72	11118.12	0.0011	653.00	0.0019	0.0036	604.27	0.0068	0,1	
1	6.48	14794.63	0.0009	980.04	0.0021	0.0013	912.21	0.0032	0,1	
RDC	3.24	18445.71	0.0005	1331.6	0.0023	0.0007	1243.4	0.0033	0,1	

5) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble art 5.5 :

La vérification du renversement de la structure s'effectue à travers l'application de la formule suivante :

$$M_{\text{stabilisant}} > 1.3 M_{\text{renversement}}$$

Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = W \times C_G$$

Poids de la structure	Coordonnées du centre de gravité		Moment stabilisant	
W (KN)	Xg (m)	Yg (m)	M _{stab-x} (KN)	M _{stab-y} (KN)
18445.71	15.03	13.77	277146.793	254069.36

Calcul du moment de renversement :

$$M_r = \sum F_k \times H_k$$

F_k : la force sismique associée au niveau K

H_k : est la hauteur de l'étage K à partir de la base de la structure

Étage	Niveau (m)	V _x (KN)	F _x (KN)	V _y (KN)	F _y (KN)	M _{ren/x} (KN.m)	M _{ren/y} (KN.m)
RDC	3.24	1331.60	351.58	1243.39	331.18	1139.11	1073.03
1	6.48	980.03	327.02	912.20	307.94	2119.12	1995.48
2	9.72	653.00	283.10	604.26	265.19	2751.77	2577.69
3	12.96	369.90	225.31	339.07	208.22	2919.97	2698.58
4	16.20	144.59	144.59	130.84	130.84	2342.42	2119.64
ΣM_{ren}						11272.38	10464.42

M _{stab-x} (KN)	1,3 M _{ren/x} (KN.m)	M _{stab-x} > 1,30 × M _{ren/x}
277146.79	14654.10	Condition vérifiée
M _{stab-y} (KN)	1,3 M _{ren/y} (KN.m)	M _{stab-y} > 1,30 × M _{ren/y}
254069.36	13603.74	Condition vérifiée

6) Justification art 7.4.3 :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,35$$

On prend l'effort maximal au niveau des poteaux : $N_d = 936.88 \text{ KN}$

$$V = \frac{936,88 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,31 < 0,35$$

7) Justification art 7.7.2 (VOILE) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0,40$$

Voile V1 (300×15) cm² :

N _d (KN)	1219.62
B _c (cm ²)	4 500
F _{c28} (MPa)	25
V	0,11
V < 0,40	Condition vérifiée

Voile V2 (255×15) cm² :

N_d (KN)	2581.13
B_c (cm ²)	3 825
F_{c28} (MPa)	25
V	0,27
$V < 0,40$	Condition vérifiée

VI.7) Conclusion :

En conclusion, l'étude sismique d'une structure représente une étape fondamentale dans la conception et la construction d'ouvrages résilients face aux aléas naturels. Elle permet de comprendre en profondeur le comportement dynamique de la structure sous l'effet des tremblements de terre, d'identifier ses points de vulnérabilité et de quantifier les sollicitations induites.

Grâce à cette analyse, les ingénieurs peuvent dimensionner les éléments structuraux de manière adéquate, choisir des matériaux appropriés et mettre en œuvre des techniques constructives parasismiques efficaces. L'objectif ultime est de garantir la sécurité des occupants, de minimiser les dommages matériels et d'assurer la fonctionnalité de la structure après un événement sismique.

CHAPITRE V

ETUDE DES PORTIQUES ET DES VOILES

V.1) Introduction :

Un portique est une structure formée de poteaux et de poutres solidement connectés par des liaisons rigides ou semi-rigides. Les poutres reposent sur les poteaux, également appelés appuis, assurant ainsi le transfert des charges vers les fondations. Ce type de système est utilisé pour garantir une bonne stabilité structurelle. L'analyse des portiques en béton armé consiste à étudier leur comportement sous diverses sollicitations afin de déterminer les efforts internes (forces et moments) induits dans chacun de leurs éléments. Cette étape permet de vérifier que ces éléments peuvent résister aux sollicitations sans dépasser leurs capacités de résistance.

Le **calcul des portiques** repose sur des sollicitations bien définies, fixées par les règlements techniques en vigueur, tels que le **BAEL 91 modifié 99** et le **RPA 2024**

V.2) Calcul et ferrailage des éléments structuraux :

V.2.1) Calcul et ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments de chaînages horizontaux, soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple selon le **BAEL 91** tout en respectant les règles du règlement **RPA 2024**.

Les poutres doivent être dimensionnés en tenant compte des combinaisons d'actions sismiques et des charges verticales, conformément aux prescriptions des règlements **BAEL 91 modifié 99** et **RPA 2024** :

- Sollicitation du 1^{er} genre (**B.A.E.L 91 modifiée 99**) :

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre (**RPA 2024**) :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm E_1 \\ G + \psi \cdot Q \pm E_2 \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y \\ E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y \end{cases}$$

➤ 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} .

D'après le **R.P.A 2024**, nous devons respecter les exigences suivantes :

- La section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$
- La section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone critique) ;
 $A_{max2} = 6\% \times b \times h_t$ (En dehors de zone critique).
- La largeur minimale de recouvrement est de : 50ϕ (zone III).

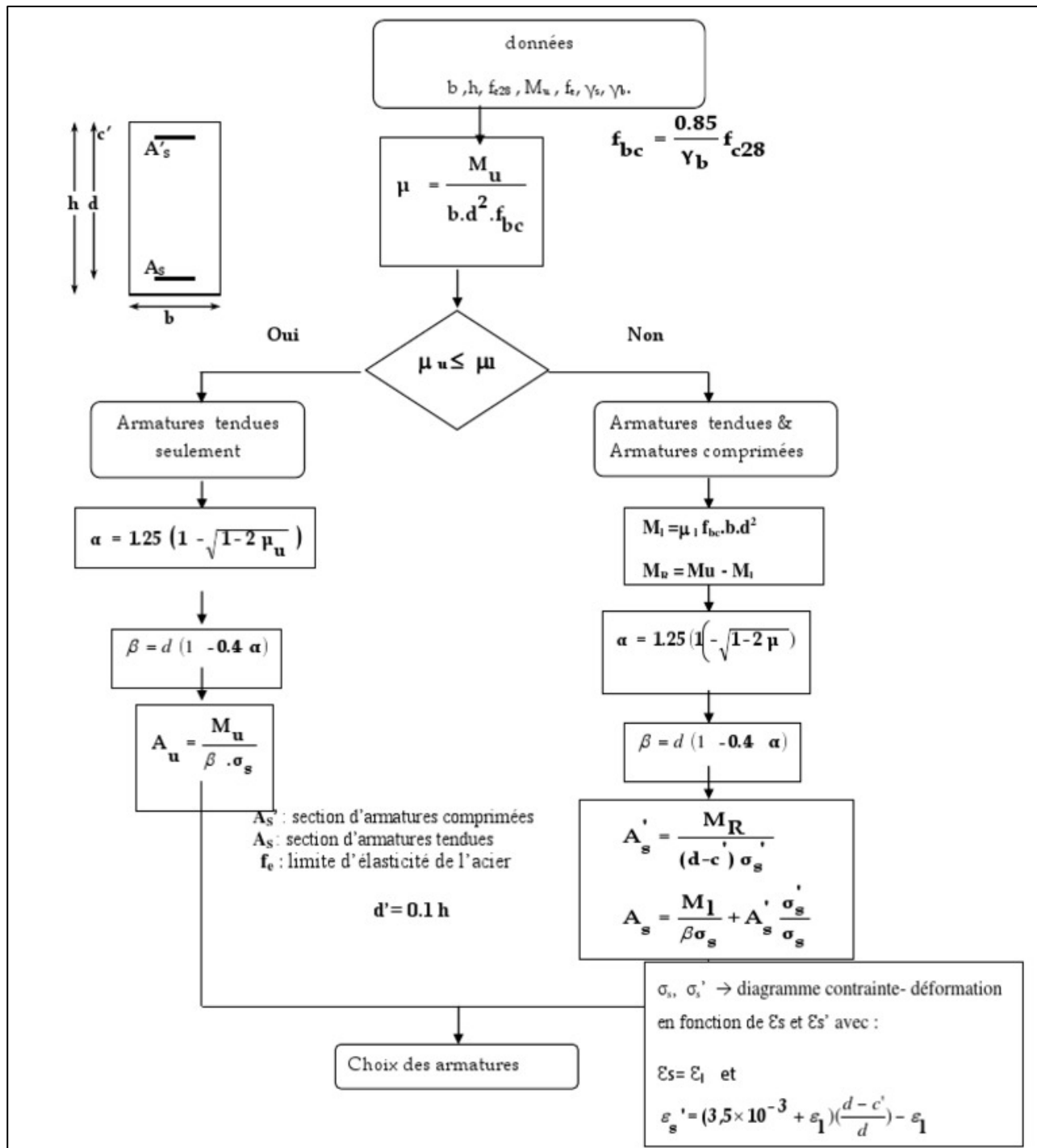
V.2.1.1) Calcul et ferrailage des poutres principales (30 x 35) cm² :

FIGURE V-1 : Organigramme pour le calcul d'une poutre en flexion simple

Tableau V-1 : Données et dimensions des poutres principales

Largeur de la poutre	$b = 30 \text{ cm}$
Hauteur de la section h_t	$h_t = 35 \text{ cm}$
Hauteur utile des aciers	$d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
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	Fissuration peu préjudiciable

Tableau V-2 : Sollicitations des poutres principales à partir l'ETAPS.

Combinaison	$M_{appui} \text{ (KN.m)}$	$M_{travée} \text{ (KN.m)}$	$T \text{ (KN)}$
ELU	- 54,84	30,04	60,95
ELS	- 45,30	20,62	-71,9
ELA	- 60,28	40,57	49,12

a) Armatures longitudinales :**a.1) Sur appui :**

➤ $M_{sp2}/M_{sp1} = 1,10 < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{54,84 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 17,71} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,945$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{40,57 \times 10^3}{400 \times 0,945 \times 31,5} = 4,61 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{30 \times 35}{1000}; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} \geq \max(1,05; 1,14) \Rightarrow A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} \text{ RPA} = 0,5\% (b \times h) = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_{\text{min}}; A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}) = \max (1,14 ; 4,61; 5,25) = 5,25 \text{ cm}^2.$$

- Alors, on prend 3T12+ 2T12 $\rightarrow A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2$

a.2) En travée :

➤ $M_{\text{sp2}}/M_{\text{sp1}} = 1,35 > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{40,57 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 17,71} = 0,077$$

$$\mu = 0,077 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,960$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{40,57 \times 10^3}{400 \times 0,960 \times 31,5} = 3,35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\text{min}} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{30 \times 35}{1000}; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{\text{min}} \geq \max (1,05; 1,14) \Rightarrow A_{\text{min}} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{min RPA}} = 0,5\% (b \times h) = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_{\text{min}}; A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}) = \max (1,14 ; 4,3; 5,25) = 5,25 \text{ cm}^2.$$

- Alors, on prend 3T12+ 2T12 $\rightarrow A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :

D'après le **BAEL 91** article **A.5.1 ,211** :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{60,95 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,64 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,64 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

➤ **Diamètre et espacement des armatures transversales selon BAEL 91 :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{l\text{min}} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) \rightarrow \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times d; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min (28,35; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 28,35 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Diamètre et espacement des armatures transversales selon RPA 2024 :**

La section minimale exigée par le **RPA 2024** art **7.5.2** :

$$A_{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b_0 \text{ avec } A_{\text{min}} \leq 6 \text{ mm}$$

L'espacement des armatures dans la zone critique « l' » :

$$l' = 1,5 \times h = 52,5 \text{ cm}$$

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l \right) = \min (8,75; 24; 17,5; \dots) \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

L'espace des armatures en dehors de la zone critique « l' » :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t' = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 8,5 \times 30 = 0,76 \text{ cm}^2$$

- Alors, on prend 1T10 $\rightarrow A_{\text{adoptée}} = 0,79 \text{ cm}^2$

c) Vérification du ferrailage :

c.1) Sur appui :

- **Position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15 \times A_s}{b} = \frac{15 \times 5,65}{30} = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2,8 \times 31,5 = 177,98 \text{ cm}^2$$

$$Y = -3,85 + \sqrt{3,85^2 + 242,55} = 10,81 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = \frac{30 \times 10,81^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (31,5 - 10,81)^2$$

$$I = 48911,59 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = K \times y = \frac{M_{\text{SER}}}{I} \times y = \frac{45,3 \times 10^6}{48911,59 \times 10^4} \times 10,81 \times 10 = 10,01 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times K(d-y) = 15 \times \frac{45,3 \times 10^6}{48911,59 \times 10^4} \times (31,5 - 10,81) \times 10 = 287,41 \text{ MPa}$$

➤ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6(25) \Rightarrow 10,01 < 15$ Condition vérifiée

➤ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow 287,41 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

c.2) En travée :

- **Position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15 \times A_s}{b} = \frac{15 \times 5,65}{30} = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2,8 \times 31,5 = 177,98 \text{ cm}^2$$

$$Y = -3,85 + \sqrt{3,85^2 + 242,55} = 10,81 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = \frac{30 \times 10,81^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (31,5 - 10,81)^2$$

$$I = 48911,59 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = K \times y = \frac{M_{SER}}{I} \times y = \frac{20,62 \times 10^6}{48911,59 \times 10^4} \times 10,81 \times 10 = 4,56 \text{ MPa}$$

• **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times K(d-y) = 15 \times \frac{20,62 \times 10^6}{48911,59 \times 10^4} \times (31,5 - 10,81) \times 10 = 130,83 \text{ MPa}$$

➤ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6(25) \Rightarrow 4,56 < 15$ Condition vérifiée

➤ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow 130,83 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Tableau V-3 : Section d'armatures adoptée pour les poutres principales

Poutre principales		A calculée	A BAEL	A RPA	A adoptée	
Armatures longitudinales	Travée	3,35 cm ²	1,03 cm ²	5,25 cm ²	3T12 + 2T12	5,65 cm ²
	Appui	4,61 cm ²			3T12 + 2T12	5,65 cm ²
Armatures transversales	Z C	/	0,79 cm ²	0,79 cm ²	1T10/ St = 8	0,79 cm ²
	H Z C	/			1T10/ St = 15	0,79 cm ²

d) Les sections exigées par le RPA :

En travée :

- $A_{min} \text{ (RPA)} = 5,25 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- $A_{max2} \text{ (RPA)} = 63 \text{ cm}^2 > A_{adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Sur appui :

- $A_{min} \text{ (RPA)} = 5,25 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- $A_{max1} \text{ (RPA)} = 42 \text{ cm}^2 > A_{adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

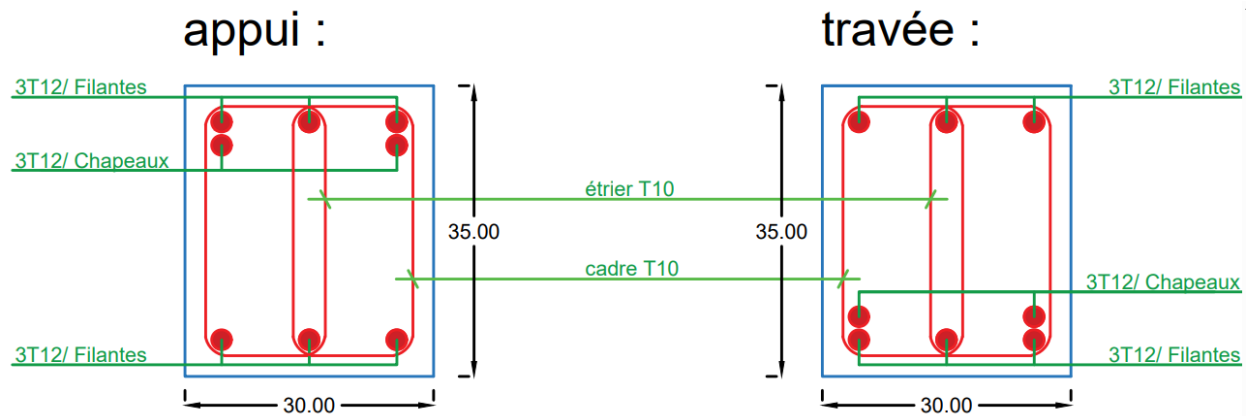


FIGURE V-2 : Ferrailage des poutres principales

V.2.1.2) Calcul et ferrailage des poutres secondaires (30 x 30) cm² :

Tableau V-4 : Données et dimensions des poutres secondaires.

Largeur de la poutre	$b = 30 \text{ cm}$
Hauteur de la section h_t	$h_t = 30 \text{ cm}$
Hauteur utile des aciers	$d = 0,9 \times h_t = 27 \text{ cm}$
Contrainte des aciers utilisés	$f_c = 400 \text{ MPa}$
Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
Fissuration	Fissuration peu préjudiciable

Tableau V-5 : Sollicitations des poutres secondaires à partir l'ETAPS.

Combinaison	$M_{\text{appui}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$	$T \text{ (KN)}$
ELU	35,10	29,24	21,03
ELA	31,91	28.65	19,36
ELS	30,98	26,82	15,33

a) Armatures longitudinales :

a.1) En travée :

➤ $M_{sp2}/M_{sp1} = 0,98 < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

Tableau V-6 : Calcul d'armatures en travée

Moment ultime Mu	29,24 KN.m	0,076 < 0,392 Pas d'acier comprimé As'= 0
Moment réduit μ	0,076	
État limite de compression du béton μ1	0,392	
Coefficient β	0,961	
Section d'aciers As	2,82 cm²	

Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{30 \times 30}{1000}; 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(0,9; 0,98) \Rightarrow A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,5\% (b \times h) = 4,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}) = \max(0,98; 2,82; 4,5) = 4,5 \text{ cm}^2.$$

- Alors, on prend 3T12+ 2T12 $\rightarrow A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2$

a.2) Sur appui :

➤ $M_{sp2}/M_{sp1} = 0,88 < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

Tableau V-7 : Calcul d'armatures sur appui

Moment ultime Mu	35,10 KN.m	0,091 < 0,392 Pas d'acier comprimé As'= 0
Moment réduit μ	0,091	
État limite de compression du béton μ1	0,392	
Coefficient β	0,952	
Section d'aciers As	3,41 cm²	

Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{30 \times 30}{1000}; 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(0,9; 0,98) \Rightarrow A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}) = \max(0,98; 3,41; 4,5) = 4,5 \text{ cm}^2.$$

- Alors, on prend 3T12+ 2T12 $\rightarrow A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :

D'après le **BAEL 91** article **A.5.1 ,211** :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{21,03 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,26 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

➤ **Diamètre et espacement des armatures transversales selon BAEL 91 :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{lmin}\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \rightarrow \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(24,3; 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 24,3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 24 \text{ cm.}$$

➤ **Diamètre et espacement des armatures transversales selon RPA 2024 :**

La section minimale exigée par le **RPA 2024** art 7.5.2 :

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b_0 \text{ avec } A_{min} \leq 6 \text{ mm}$$

L'espacement des armatures dans la zone critique « l' » :

$$l' = 1,5 \times h = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\varphi_l\right) = \min(7,5; 24; 17,5; \dots) \text{ cm} = 7,5 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures en dehors de la zone critique « l' » :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t' = 15 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,003 \times 7,5 \times 30 = 0,68 \text{ cm}^2$$

- Alors, on prend 1T10 $\rightarrow A_{adoptée} = 0,79 \text{ cm}^2$

c) Vérification du ferrailage :

c.1) Sur appui :

• **Position de l'axe neutre :**

$$D = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$E = 152,55 \text{ cm}^2$$

$$Y = 9,85 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = 34483,59 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = K \times y = \frac{M_{SER}}{I} \times y = 8,84 \text{ MPa}$$

• **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y) = 231,18 \text{ MPa}$$

➤ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6(25) \Rightarrow 8,84 < 15 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

➤ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow 231,18 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

c.2) En travée :

- **Position de l'axe neutre :**

$$D = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$E = 152,55 \text{ cm}^2$$

$$Y = 9,85 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = 34483,59 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = K \times y = \frac{M_{SER}}{I} \times y = 7,66 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y) = 200,14 \text{ MPa}$$

➤ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6(25) \Rightarrow 7,66 < 15$ Condition vérifiée

➤ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow 200,14 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Tableau V-8 : Section d'armatures adoptée pour les poutres secondaires

Poutre principales		A calculée	A BAEL	A RPA	A adoptée	
Armatures longitudinales	Travée	2,82 cm ²	0,98 cm ²	4,5 cm ²	3T12 + 2T12	5,65 cm ²
	Appui	3,41 cm ²			3T12 + 2T12	5,65 cm ²
Armatures transversales	Z C	/	0,79 cm ²	0,79 cm ²	1T10/ St = 8	0,79 cm ²
	H Z C	/			1T10/ St = 15	0,79 cm ²

d) Les conditions exigées par le RPA :

En travée :

- $A_{min} \text{ (RPA)} = 4,5 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
- $A_{max1} \text{ (RPA)} = 54 \text{ cm}^2 > A_{adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Sur appui :

- $A_{min} \text{ (RPA)} = 4,5 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 5,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- $A_{\max 2} \text{ (RPA)} = 36 \text{ cm}^2 > A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

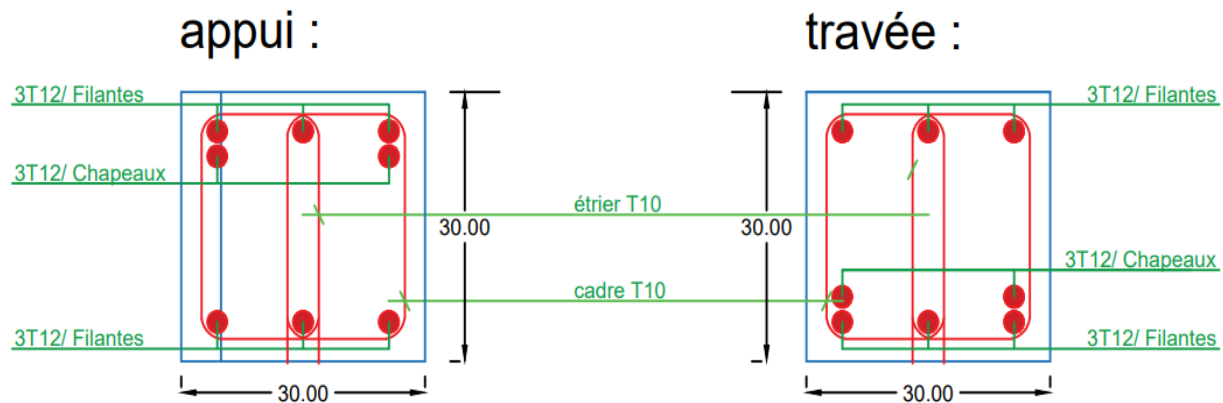


FIGURE V-3 : Ferrailage des poutres secondaire

V.2.2) Calcul et ferrailage des poteaux (35 x 35) cm² :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux fondamentaux dans les constructions en béton armé. Leur rôle principal est de transmettre les charges verticales (provenant des planchers, poutres et autres éléments porteurs) vers les fondations, tout en résistant aux sollicitations combinées. Ils sont généralement soumis à des efforts normaux axiaux (compression), à des moments fléchissants (dus notamment aux excentricités ou au vent/séisme) ainsi qu'à des efforts tranchants.

Le dimensionnement et le ferrailage des poteaux se fait en **flexion composée**, conformément aux exigences du **BAEL 91 modifié 99**, en tenant compte des dispositions spécifiques du **RPA 2024**, notamment en zone sismique. Ce calcul vise à garantir à la fois la résistance (à court terme) et la ductilité (comportement post-limite) de l'élément.

On vérifie que les sollicitations agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients partiels de sécurité suivants :

$$\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,2 \rightarrow \sigma_b = 0,85 \times 25/1,2 = 17,71 \text{ MPa}$$

D'après le **R.P.A 2024**, nous devons respecter les exigences suivantes définies pour la zone **III** :

- La section d'armature minimale : $A_{\min} = 0,9\% \times b \times h_t$.
- La section d'armature maximale : $A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone courante) ;
 $A_{\max 2} = 8\% \times b \times h_t$ (Zone de recouvrement).
- La largeur minimale de recouvrement est de : 50Φ .
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 20 cm.

- Le diamètre minimum est de : 12 mm.

Le calcul se fait suivant les combinaisons de 1^{er} (ELU) et 2^{ème} genre (ELA) d'où la section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

- 1^{er} Genre : $1,35G + 1,5Q$
- 2^{ème} Genre : $\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm E_1 \\ G + \psi \cdot Q \pm E_2 \end{cases}$

a) Armatures longitudinales :

Tableau V-9 : Les efforts extraits pour le calcul des poteaux

Combinaisons	Poteaux 35 × 35		
	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU (N _{max} ; M _{ycorr} ; M _{zcorr})	620.49	18.77	6.58
ELA 1 (M _{ymax} ; N _{corr} ; M _{zcorr})	63.52	21.57	21.16
ELA 2 (M _{zmax} ; N _{corr} ; M _{ycorr})	20.88	18.00	104.43
ELA 3 (N _{min} ; M _{ycorr} ; M _{zcorr})	10.35	23.32	4.54

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à l'article **A.4.3.5** du **C.B.A 93** en adoptant une excentricité totale de calcul.

Tableau V-10 : Données et dimensions des poteaux

b x h	35 x 35 cm ²
c = h / 10	5 cm
d = h – c	30 cm
FeE	400 MPa
L	323 cm
Lf	226,1 cm
fc28	25 MPa
ft28	2,1 MPa

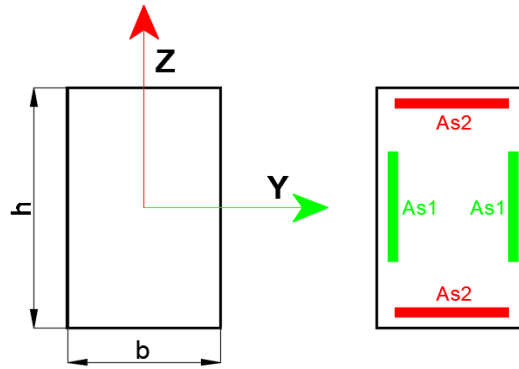


Figure V-3 : Schéma d'une section de poteau

Combinaison de 1er genre (ELU) :

Tableau V-11 : calcul de la section d'armatures pour le cas 1

CAS 1	N (KN)	My (KN.m)
Poteaux (35×35) cm²	620.49	6.58
Le centre de pression $e = \frac{M}{N}$	0.8 cm	
$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$	82.64 KN.m	
$M_{limite} = N_u \times d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right)$	159.92 KN.m	
$M_u \leq M_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
$N_{limite} = 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h.$	1833.51 KN	
$N_u \leq N_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires.		
	As1 (cm²)	0,00

Tableau V-12 : calcul de la section d'armatures pour le cas 2

CAS 2	N (KN)	Mz (KN.m)
Poteaux (35×35) cm²	620.49	18.77
Le centre de pression $e = \frac{M}{N}$	1.1 cm	
$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$	84.14 KN.m	
$M_{limite} = N_u \times d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right)$	159.92 KN.m	
$M_u \leq M_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
$N_{limite} = 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h.$	1833.51 KN	
$N_u \leq N_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires.		
	As2 (cm²)	0,00

Combinaison du 2ème genre (ELA 1) :**Tableau V-13 : calcul de la section d'armatures pour le cas 1**

CAS 1	N (KN)	My (KN.m)
Poteaux (35×35) cm²	63.52	21.57
Le centre de pression $e = \frac{M}{N}$	34.0 cm	
$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$	29.51 KN.m	
$M_{limite} = N_u \times d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right)$	18.77 KN.m	
$M_u > M_{limite} \rightarrow$ condition non vérifiée		
$N_{limite} = 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h.$	1757.11 KN	
$N_u < N_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
La 1 ^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire.		
	As1 (cm²)	2.53

Tableau V-14 : calcul de la section d'armatures pour le cas 2

CAS 2	N (KN)	Mz (KN.m)
Poteaux (35×35) cm²	63.52	21.16
Le centre de pression $e = \frac{M}{N}$	33.3 cm	
$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$	29.10 KN.m	
$M_{limite} = N_u \times d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right)$	159.92 KN.m	
$M_u \leq M_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
$N_{limite} = 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h.$	1833.51 KN	
$N_u \leq N_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
La 1 ^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire.		
	As2 (cm²)	4.22

Combinaison du 2ème genre (ELA 2) :**Tableau V-15 : calcul de la section d'armatures pour le cas 1**

CAS 1	N (KN)	My (KN.m)
Poteaux (35×35) cm ²	20.88	18
Le centre de pression $e = \frac{M}{N}$	86.2 cm	
$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$	20.61 KN.m	
$M_{limite} = N_u \times d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right)$	6.26 KN.m	
$M_u > M_{limite} \rightarrow$ condition non vérifiée		
$N_{limite} = 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h.$	1757.11 KN	
$N_u < N_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
La 1 ^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire.		
	As1 (cm ²)	2.06

Tableau V-16 : calcul de la section d'armatures pour le cas 2

CAS 1	N (KN)	Mz (KN.m)
Poteaux (35×35) cm²	20.88	10.44
Le centre de pression $e = \frac{M}{N}$	50 cm	
$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$	13.06 KN.m	
$M_{limite} = N_u \times d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right)$	6.26 KN.m	
$M_u > M_{limite} \rightarrow$ condition non vérifiée		
$N_{limite} = 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h.$	1757.11 KN	
$N_u < N_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
La 1 ^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire.		
	As2 (cm²)	1.86

Combinaison du 2ème genre (ELA 3) :**Tableau V-17 : calcul de la section d'armatures pour le cas 1**

CAS 1	N (KN)	My (KN.m)
Poteaux (35×35) cm²	10.35	23.32
Le centre de pression $e = \frac{M}{N}$	225.3 cm	
$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$	24.61 KN.m	
$M_{limite} = N_u \times d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right)$	3.10 KN.m	
$M_u > M_{limite} \rightarrow$ condition non vérifiée		
$N_{limite} = 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h.$	1757.11 KN	
$N_u < N_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
La 1 ^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire.		
	As1 (cm²)	2.10

Tableau V-18 : calcul de la section d'armatures pour le cas 2

CAS 1	N (KN)	My (KN.m)
Poteaux (35×35) cm ²	10.35	4.54
Le centre de pression $e = \frac{M}{N}$	43.9 cm	
$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$	5.83 KN.m	
$M_{limite} = N_u \times d \left(1 - \frac{0,514 \times N_u}{b \times d \times \sigma_{bc}} \right)$	3.10 KN.m	
$M_u > M_{limite} \rightarrow$ condition non vérifiée		
$N_{limite} = 0,81 \times \sigma_{bc} \times b \times h.$	1757.11 KN	
$N_u < N_{limite} \rightarrow$ condition vérifiée		
La 1 ^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire.		
	As1 (cm ²)	0.83

Tableau V-19 : récapitulation des différentes sections calculées

	As1 (cm ²)	As2 (cm ²)	As totale (cm ²)
ELU	0.00	0.00	0.00
ELA 1	2.53	4.22	13.5
ELA 2	2.06	1.86	7.84
ELA 3	2.10	0.83	5.86

Condition de non fragilité (BAEL 91 article A.4.2.1) :

$$A_{\min} \text{ BAEL} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{35 \times 35}{1000}; 0,23 \times 35 \times 31 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{\min} \text{ BAEL} \geq \max (1,23; 1,31) \Rightarrow A_{\min} = 1,31 \text{ cm}^2.$$

Section minimale exigée par RPA 2024 :

$$A_{\min} \text{ RPA} = 0,9\% b \times h_t = 0,009 \times 35 \times 35$$

$$A_{\min} \text{ RPA} = 11,03 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature qu'on doit tenir en compte c'est le max entre la section calculée, la section minimale **BAEL 91** et la section minimale exigée par **RPA 2024**.

$$\rightarrow A \text{ adoptée} = \max (A_{s \text{ totale}}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}}) = 12,8 \text{ cm}^2$$

On prend 4T16 + 4T14 $\rightarrow A_s = 14,20 \text{ cm}^2$

Tableau V-20 : Section d'armatures adoptée

Section (cm ²)	A cal (cm ²)	A min BAEL (cm ²)	A min RPA (cm ²)	Choix	As (cm ²)
35 x 35	13.5	1.31	11.03	4T16 + 4T14	14,20

b) Armatures transversales :

D'après le **BAEL 91** article **A.5.1,211** :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{98,38 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 1,04 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 1,04 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Bien que la condition du **BAEL 91** article **A.5.1,211** est vérifiée et il n'y a pas de risque de cisaillement, le **RPA 2024 Article 7.4.2**, exige une quantité d'armatures transversales des poteaux qui est calculée à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} ; \text{ avec } \begin{cases} A_t : \text{section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.} \\ V_u : \text{effort tranchant de calcul à l'ELU en KN} \\ h_1 : \text{hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.} \\ f_e : \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.} \\ t : \text{espacement des armatures transversales.} \\ \rho_a : \text{coefficient tenant compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant} \\ \rho_a = 2.5 \text{ si } : \lambda_g \geq 5 ; \rho_a = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{cases}$$

L'espacement des armatures dans la zone nodale « l_{cr} » :

$$l' = 1,5 \times h = 45 \text{ cm}$$

$$t \leq \min (10\phi_l; 12,5 \text{ cm}) = \min (14; 12,5) \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_l = 21 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b_c} = \frac{0.7 \times H}{b_c} = \frac{0.7 \times 3.23}{0.35} = 6.46 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

Tableau V-21 : Section d'armatures transversales adoptée

Sens	Sens X-X	Sens Y-Y
Fe (MPa)	400	
L(cm)	323	
$L_f(\text{cm}) = 0.70 \times L$	226.1	
Vu (KN)	78.60	96.26
h _c , b _c	35.00	35.00
b ₀ = min (h ₀ , b ₀)	35.00	35.00
λ_g	6.46	6.46
ρ	2.50	2.50
At (cm ²)	1.57	
Armature transversale $\phi(\text{mm})$	10.00	
Nombre de cadre	2.00	
Espacement choisis (cm)	Zone courante	15.00
	Zone nodale	10.00

Vérification des sollicitations tangentes :Vérification de la contrainte tangente limite ultime selon **CBA93 A.5.1.1**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

V_u : Effort tranchant à l'État Limite Ultime**τ_{bu}** : Contrainte tangentielle en MPa**b** : largeur du poteau, **d** : Hauteur utile de poutre h-(h/10)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu}, sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

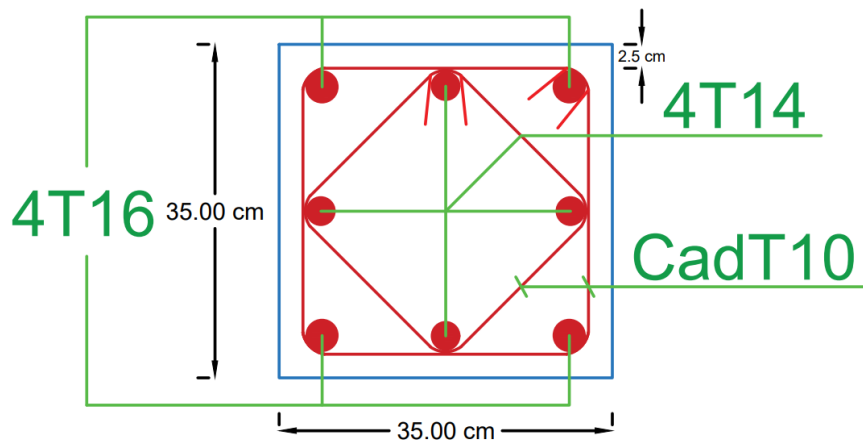
$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

où: **ρ_d** est égal à **0.075** si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à **5**; il est égal à **0.04**, dans le cas contraire.

Dans le cas de **remplissage en maçonnerie**, ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasisas par exemple), la hauteur de calcul de l'élancement géométrique sera celle de l'ouverture.

Tableau V-22 : Sollicitations tangentes pour les poteaux

Sens X-X		Sens Y-Y	
λ_g	$6.46 > 5$	λ_g	$6.46 > 5$
ρ_d	0.075	ρ_d	0.075
τ_{bu} (MPa)	0.75	τ_{bu} (MPa)	1.88
T (KN)	78.60	T (KN)	96.26
$\tau = T/(b \cdot 0.9 \cdot h)$ (MPa)	0.75	$\tau = T/(h \cdot 0.9 \cdot b)$ (MPa)	0.75
Condition	Condition vérifiée	Condition	Condition vérifiée

**Figure V-5 : Schéma de ferrailage du poteau****V.2.3) Calcul et ferrailage des voiles :**

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux (mur en béton armé) caractérisés par leur rigidité et leur capacité. Les voiles sont utilisés généralement pour assurer la stabilité des ouvrages sous l'action des charges horizontales comme le séisme cela signifie qu'ils comportent une fonction de contreventement. Ils peuvent aussi assurer une fonction porteuse en transférant les charges verticales.

Les voiles de contreventement sont calculés en flexion composée avec effort tranchant tout en tenant en compte les exigences du **RPA 2024**.

- Un voile est dit élancé si $\frac{h_w}{l_w} > 2$
- Un voile est dit court si $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$
- Un voile est de grandes dimensions si $\frac{h_w}{l_w} > \frac{2}{3}$

Nous avons deux types de voile dans le présent projet :

Tableau V-21 : Types de voiles

VOILE	DIMENSIONS
Voile V1	3.00 m × 0,15 m
Voile V2	2.55 m × 0,15 m

V.2.3.1) Calcul et ferrailage du voile V1 :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{16.2}{3} = 5.4 > 2 \rightarrow \text{Le voile V1 est élancé.}$$

Le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

La hauteur « h_{cr} » de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la « **rotule plastique** » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimée par:

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right)$$

Cette hauteur est à compter à partir de la base du mur et ne peut être considérée inférieure à :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right) = \max(3; 2.7) = 3 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} = \begin{cases} 6 \text{ m} \\ 2.84 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_{cr} = \min (3 ; 2.84) = 2.84 \text{ m}$$

Tableau V-22 : Sollicitations de calcul extrait du logiciel avant la majoration

Voile V1	Combinaison	N (KN)	Mx (KN.m)	T (KN)
0	G+0,3Q±E1±E2	836.47	1737.36	398.66
1	G+0,3Q±E1±E2	707.54	783.90	275.57
2	G+0,3Q±E1±E2	547.49	337.48	188.94
3	G+0,3Q±E1±E2	371.02	221.36	130.75
4	G+0,3Q±E1±E2	185.21	209.08	55.74
5	G+0,3Q±E1±E2	113.35	121.42	41.38

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- 1- La première étape consiste a. avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- 2- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Remarque :

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs.

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes :

- 1- La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.

La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $(h_w/3)$.

La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre $(h_w/3)$ et le sommet du voile.

L'enveloppe de calcul modifiée pour les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

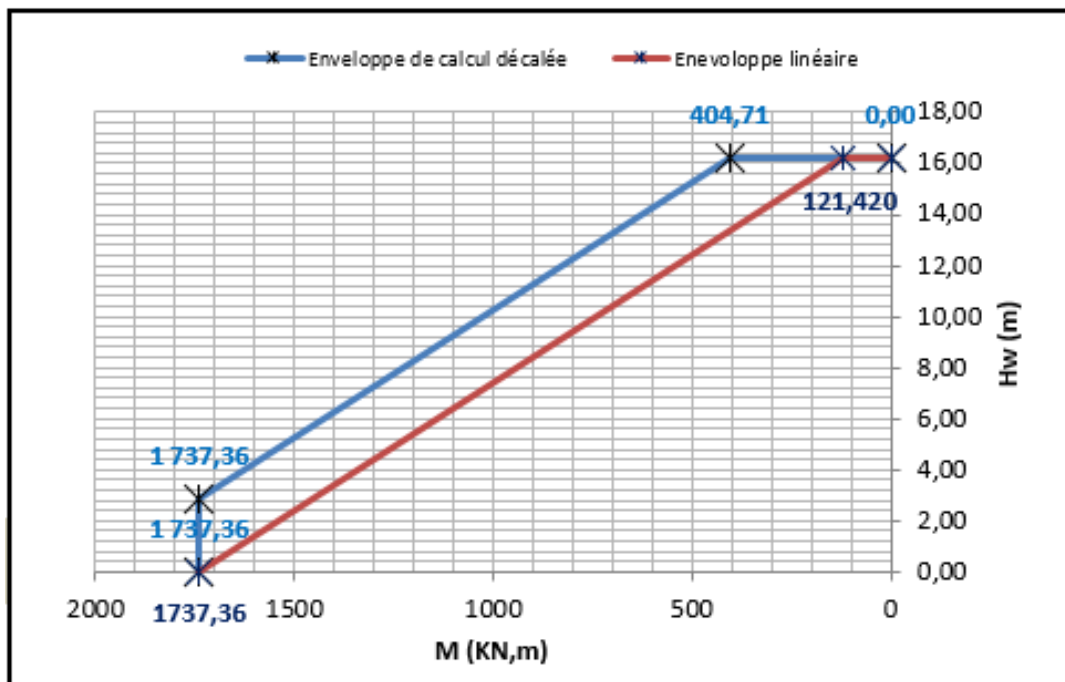


Figure V-6 : L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant

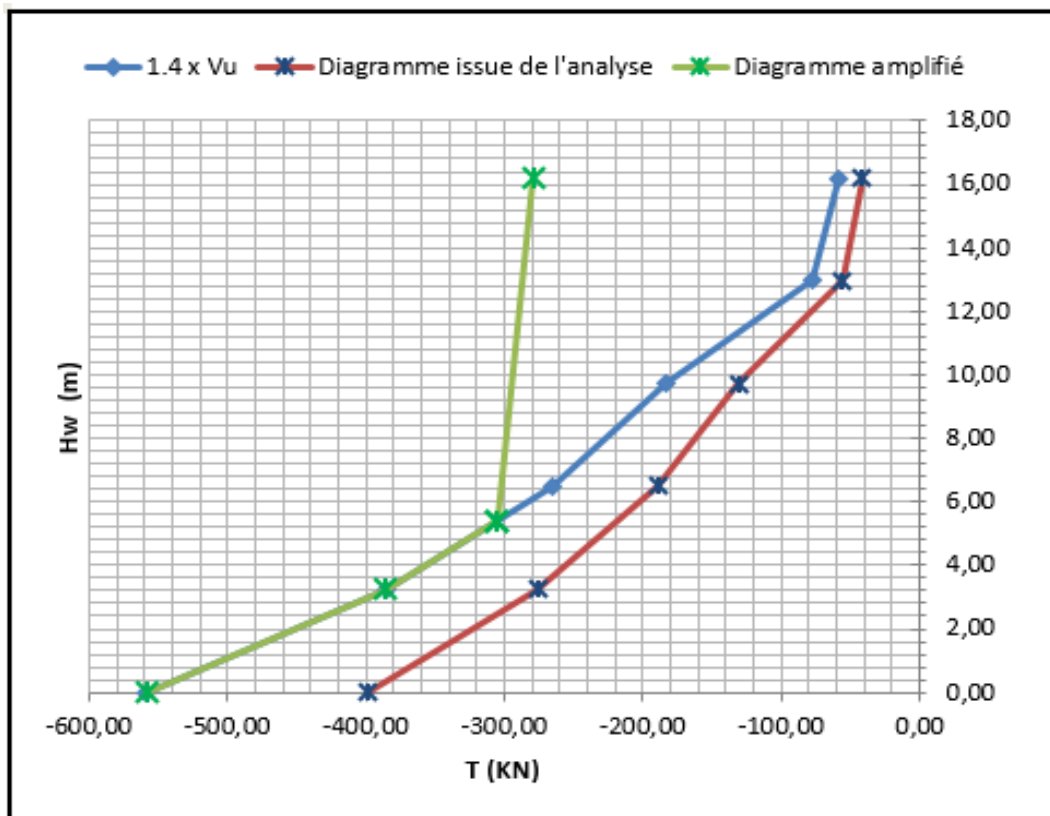


Figure V-7 : L'enveloppe de calcul modifiée pour les efforts tranchants

Tableau V-23 : Sollicitations de calcul extrait du logiciel après la majoration

Voile V1	Hi	Combinaison	N (KN)	Mx (KN.m)	T (KN)
0	0.00	G+0,3Q±E1±E2	836.47	1737.36	558.12
1	3.24	G+0,3Q±E1±E2	707.54	1679.46	358.8
2	6.48	G+0,3Q±E1±E2	547.49	1374.27	302.36
3	9.72	G+0,3Q±E1±E2	371.02	1051.08	294.59
4	12.96	G+0,3Q±E1±E2	185.21	727.9	286.83
5	16.20	G+0,3Q±E1±E2	113.35	404.71	279.06

Calcul des sections d'armatures :

Ferraillage des éléments de rive :

La longueur l_c de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$l_c \geq \max (0.15 \times l_w; 1.5 \times b_w)$$

$$l_c = \max(0.15 \times 300; 1.5 \times 15) = \max (45 \text{ cm}; 22.5 \text{ cm})$$

On prend $l_c = 45 \text{ cm}$

L'épaisseur b_c des parties confinées de la section de mur (éléments de rive) doit respecter une règle de dimension minimale :

- $b_c \geq 200 \text{ mm}$.

$$* \text{ Si } l_c \leq \min (2b_w; 0.2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$$

$$* \text{ Si } l_c \geq \max (2b_w; 0.2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$$

$$l_c = 45 \text{ cm} < 60 \text{ cm} \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10} = \frac{284}{10} = 28.4 \text{ cm}$$

On prend $b_c = 35 \text{ cm}$

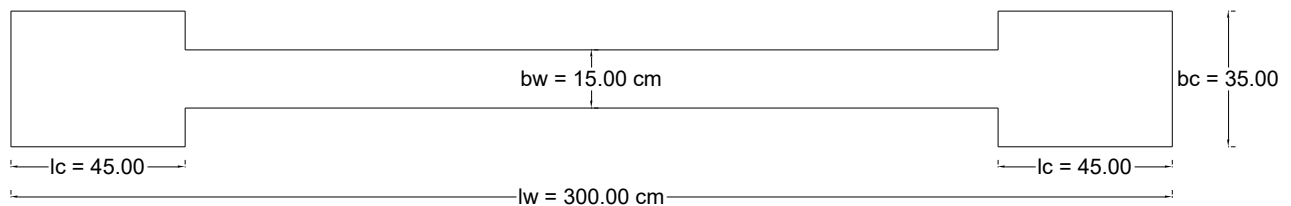


Figure V-8 : Schéma du voile V1

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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 trois cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée ' pas de zone tendue'

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2024.

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le RPA 2024

3^{ème} cas :

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Détermination des armatures :

A) Armatures horizontales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **RPA 2024** 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

B) Armatures verticales :

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'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

C) 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.

Tableau V-24 : Données du Voile V1

L'aire de la section	$A = 0.63 \text{ m}^2$
Le moment d'inertie	$I = 2,54523 \text{ m}^4$
La distance de la fibre éloignée	$V = 1.5 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{836.47 \times 10^{-3}}{0.63} + \frac{1737.36 \times 1.5 \times 10^{-3}}{2.54523} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{836.47 \times 10^{-3}}{0.63} - \frac{1737.36 \times 1.5 \times 10^{-3}}{2.54523} = 0.33 \text{ MPa}$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée ‘ pas de zone tendue’

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2024.

$$A_{Sv} = 0.0015 \times 15 \times 210 = 4.72 \text{ cm}^2$$

On prend deux nappes de 7T12/ml $A_{Sv} = 7.92 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

$$A_{Sh} = 0.0015 \times 15 \times 210 = 4.72 \text{ cm}^2$$

On prend deux nappes de 7T12/ml $A_{Sh} = 7.92 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures pour les éléments de rive

$$A_S = 0.005 \times 45 \times 35 = 7.88 \text{ cm}^2$$

On prend 4T14 + 6T12 $A_S = 12.34 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \text{ Avec ; } \bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$$

- V_u : l'effort tranchant à la base du voile.
- b_0 : épaisseur de voile.
- d : hauteur utile, $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute, $h = 289 \text{ cm}$
- Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 558.12 \times 10}{15 \times 289 \times 0.9} = 2.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

Vérification des conditions de ductilité locale :

La longueur comprimée des parties de rive :

D'après le RPA24 v2024 Art 7.7.5, Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive

$l_{c.calcul}$ est égale :

$$l_{c.calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}} \right)$$

Cette longueur $l_{c.calcul}$ doit être supérieure à :

$$\max(0.15 l_w ; 1.5 b_w)$$

La position de l'axe neutre x_u , associée à la courbure ultime après l'éclatement du béton et située en dehors du noyau confiné des éléments de rive, peut être déterminée à l'aide de la relation suivante

$$x_u = (v_d + \omega_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

v_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.

w_v : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes.

➤ **Pour voile V1 ($l_w = 3,00\text{m}$) :**

$$b_c = 15 \text{ cm} ; b_0 = 30 \text{ cm} ; l_w = 3,00 \text{ m}$$

$$N_d = 836.47 \text{ KN}$$

$$v_d = \frac{N}{b_w \times l_w \times f_{c28}} \leq 0,4$$

$$\Rightarrow v_d = \frac{836.47 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,00 \times 25} = 0,07 \leq 0,4$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \times b_w} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile.

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression.

$$\Rightarrow \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{400}{25} \times \frac{1,2}{1} = 19,2$$

$$\Rightarrow \omega_v = \frac{15.35}{(300 - 2 \times 40) \times 15} \times 19,2 = 0,19$$

Le raccourcissement limite à la rupture, du béton comprimé :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{cu} = 0,0035$$

ω_{wd} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement.

α : Coefficient d'efficacité du confinement.

Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, dans les éléments de rive et égale :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Volume du noyau en béton (V_{nc}) :

$$V_{nc} = h_{cr} \times b_0 \times l_c$$

$$\Rightarrow V_{nc} = 284 \times 30 \times 45 = 383400 \text{ cm}^3$$

Volume des armatures de confinement (V_{st}) :

$$V_{st} = L \times \phi_l \times N_{br}$$

L : La longueur total des armatures transversales (cadre + étrier + épingle).

N_{br} : nombre des cadres sur la longueur critique (h_{cr}).

En utilisant le schéma du ferrailage des éléments de rive voir la figure (VI.18) :

$$L = L_1(\text{cader 1}) + L_2(\text{cader 2})$$

$$\Rightarrow L = (b_0 \times 2 + \frac{h_0}{2} \times 2 + 5 + 5) + (b_0 \times 2 + \frac{h_0}{3} \times 2 + 5 + 5)$$

$$\Rightarrow L = (30 \times 2 + \frac{40}{2} \times 2 + 5 + 5) + (30 \times 2 + \frac{40}{3} \times 2 + 5 + 5)$$

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

$$N_{br} = \frac{h_{cr} - 10cm}{s_t}$$

$$\Rightarrow N_{br} = \frac{h_{cr} - 10cm}{s_t} = \frac{284 - 10cm}{7} = 55 \text{ cadre.}$$

$$V_{st} = L \times \phi_l \times N_{br}$$

$$\Rightarrow V_{st} = 250 \times 0,8 \times 39 = 4900.88 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \omega_{wd} = \frac{4900.88}{383400} \times 19,2 = 0,2454.$$

D'après le RPA24 v2024 art 7.7.5, il convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd} égale à 0,12 dans la zone critique à la base du voile.

0,2454 > 0,12 Condition vérifiée.

Coefficient d'efficacité du confinement α :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases}$$

n : nombre total de barres longitudinales par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

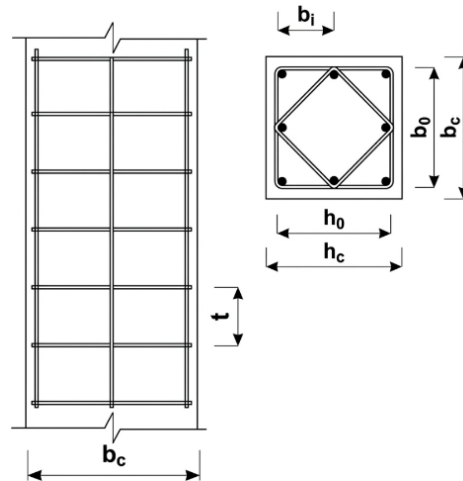


Figure V-9 : (a) Détails d'armatures longitudinales (cf. Figure (7.2a) -RPA 2024).

$n = 12 \text{ bars} ; b_i = 10 \text{ cm} ; b_0 = 25 \text{ cm} ; t = 8 \text{ cm} ; l_c = 56 \text{ cm}$

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 \times h_0} \right) = 1 - 12 \times \left(\frac{13^2}{6 \times 30 \times 40} \right) = 0,79 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{7}{2 \times 30} \right) \left(1 - \frac{7}{2 \times 40} \right) = 0,81 \end{cases}$$

$$\alpha = (\alpha_n \cdot \alpha_s) = 0,79 \times 0,81 = 0,64$$

Donc :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} = 0,0035 + 0,1 \times 0,64 \times 0,2454 = 0.02$$

$$x_u = (v_d + w_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0} = (0,07 + 0,19) \times \frac{300 \times 35}{30} = 91 \text{ cm}$$

Soit donc :

$$l_{c.calcul} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}} \right) = 91 \cdot \left(1 - \frac{0,0035}{0,02} \right) = 74,52 \text{ cm}$$

Cette longueur $l_{c.calcul}$ doit être supérieure à $\max(0,15 l_w ; 1,5 b_w)$

$$\max(0,15 l_w ; 1,5 b_w) = \max(0,15 \times 300 ; 1,5 \times 15) = \max(45 ; 22,5) = 45 \text{ cm}$$

$$l_{c.calcul} = 83,07 > 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On calcule les volumes sur la hauteur critique $h_{cr} = 5,95 \text{ m}$:

D'après le RPA24 v 2024 Art 7.7.5, on doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha\omega_{wd} = 30\mu_\phi \times (v_d + \omega_v) + \varepsilon_{sy} \times d \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

μ_ϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$$

E_s : module d'élasticité de l'acier.

α : Coefficient d'efficacité du confinement, égale à $(\alpha_n ; \alpha_s)$ avec :

➤ **Requise du coefficient de ductilité en courbure μ_φ :**

Le coefficient de ductilité en courbure (μ_φ) peut être déterminé en fonction du période fondamentale (T_0), de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R/Q_F) et du rapport ($\frac{M_{ED}}{M_{RD}}$).

$$\mu_\varphi = \begin{cases} 2 \times \left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{Si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} : est le moment fléchissant issu de l'analyse de l'enveloppe décalée de h_{cr} à la base.

M_{RD} est le moment de résistance à la flexion de calcul.

$$T_0 = 0,49 \text{ s} > T_2 = 0,30 \text{ s}$$

$$\text{Alors : } \mu_\varphi = 2 \times \left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,25$$

$$M_{ED} = 1737.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{RD} = 2904.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_\varphi = 2 \times \left(\frac{R}{\varphi_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \times \left(\frac{4.5}{1.25} \times \frac{1737.36}{2904.17} \right) - 1 = 3.31$$

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{20000000} = 0,002$$

$$30\mu_\varphi \cdot (v_d + w_v) \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\Rightarrow 30 \times 3.31(0,07 + 0,19) \times 0,002 \times \frac{0,35}{0,30} - 0,035 = 0,03$$

$$\alpha\omega_{wd} = 0,64 \times 0,2454 = 0,157 > 0,03 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

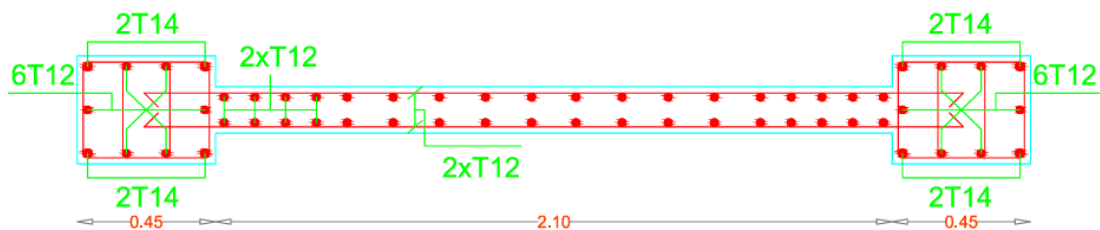


Figure V-10 : Ferrailage du voile V1

V.2.3.2) Calcul et ferrailage du voile V2 :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{16.2}{2.55} = 6.35 > 2 \rightarrow \text{Le voile V1 est élancé.}$$

Le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

La hauteur « h_{cr} » de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la « **rotule plastique** » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimée par:

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right)$$

Cette hauteur est à compter à partir de la base du mur et ne peut être considérée inférieure à :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right) = \max(2.55; 2.7) = 2.7 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} = \begin{cases} 6 \text{ m} \\ 2.84 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_{cr} = \min (2.7 ; 2.84) = 2.7 \text{ m}$$

Tableau V-25 : Sollicitations de calcul extrait du logiciel avant la majoration

Voile V2	Hi	Combinaison	N (KN)	Mx (KN.m)	T (KN)
0	0.00	G+0,3Q±E1±E2	1748.64	654.20	163.83
1	3.24	G+0,3Q±E1±E2	1416.09	443.48	130.07
2	6.48	G+0,3Q±E1±E2	1073.95	276.128	95.46
3	9.72	G+0,3Q±E1±E2	726.48	154.59	65.61
4	12.96	G+0,3Q±E1±E2	372.50	63.27	29.06
5	16.20	G+0,3Q±E1±E2	295.32	44.13	14.23

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- 1- La première étape consiste a. avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- 2- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Tableau V-26 : Sollicitations de calcul extrait du logiciel après la majoration

Voile V2	Hi	Combinaison	N (KN)	M _x (KN.m)	T (KN)
0	0.00	G+0,3Q±E1±E2	1748.64	654.2	229.39
1	3.24	G+0,3Q±E1±E2	1416.09	633.86	182.10
2	6.48	G+0,3Q±E1±E2	1073.95	511.85	146.29
3	9.72	G+0,3Q±E1±E2	726.48	359.84	135.75
4	12.96	G+0,3Q±E1±E2	372.50	267.82	125.22
5	16.20	G+0,3Q±E1±E2	295.32	145.81	114.86

Calcul des sections d'armatures :**Ferraillage des éléments de rive :**

La longueur l_c de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$l_c \geq \max (0.15 \times l_w; 1.5 \times b_w)$$

$$l_c = \max(0.15 \times 255; 1.5 \times 15) = \max(38.25 \text{ cm}; 22.5 \text{ cm})$$

On prend $l_c = 40 \text{ cm}$

L'épaisseur b_c des parties confinées de la section de mur (éléments de rive) doit respecter une règle de dimension minimale :

- $b_c \geq 200 \text{ mm}$.

$$* \text{ Si } l_c \leq \min (2b_w; 0.2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$$

$$* \text{ Si } l_c \geq \max (2b_w; 0.2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$$

$$l_c = 40 \text{ cm} < 51 \text{ cm} \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10} = \frac{294}{10} = 29.4 \text{ cm}$$

On prend $b_c = 35 \text{ cm}$

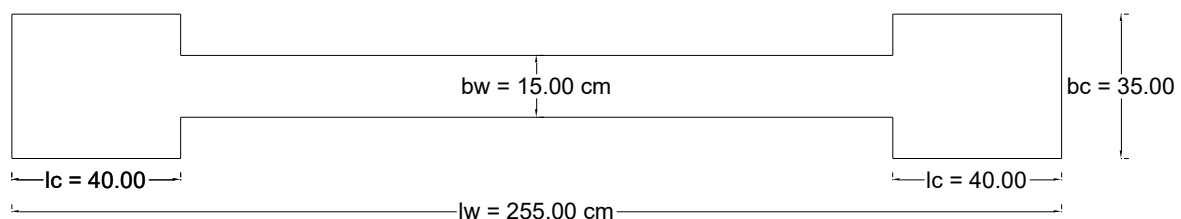
**Figure V-13 : Schéma du voile V2**

Tableau V-27 : Données du Voile V2

L'aire de la section	$A = 0.54 \text{ m}^2$
Le moment d'inertie	$I = 1,87446 \text{ m}^4$
La distance de la fibre éloignée	$V = 1.275 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{1748.64 \times 10^{-3}}{0.54} + \frac{654.2 \times 1.275 \times 10^{-3}}{1,87446} = 3.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{1748.64 \times 10^{-3}}{0.54} - \frac{654.2 \times 1.275 \times 10^{-3}}{1,87446} = 2.79 \text{ MPa}$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée ' pas de zone tendue'

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2024.

$$A_{Sv} = 0.0015 \times 15 \times 175 = 3.94 \text{ cm}^2$$

On prend deux nappes de 7T12/ml $A_{Sv} = 7.92 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

$$A_{Sh} = 0.0015 \times 15 \times 175 = 3.94 \text{ cm}^2$$

On prend deux nappes de 7T12/ml $A_{Sh} = 7.92 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures pour les éléments de rive

$$A_S = 0.005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$$

On prend 4T14 + 6T12 $A_S = 12.34 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \text{ Avec ; } \bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$$

- V_u : l'effort tranchant à la base du voile.
- b_0 : épaisseur de voile.
- d : hauteur utile, $d = 0,9h$
- h : hauteur totale de la section brute, $h = 289 \text{ cm}$
- Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 229.36 \times 10}{15 \times 289 \times 0,9} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

Vérification de la ductilité locale :

On utilise le logiciel EXel pour déterminer la vérification, et les résultats sont représenté dans la figure suivant :

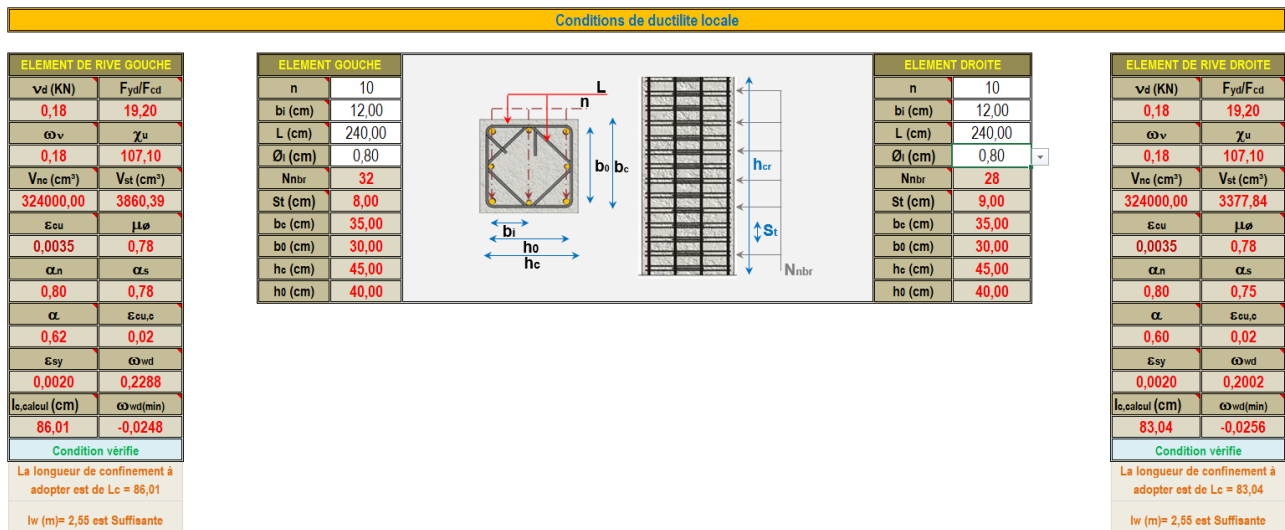


Figure V-14 : Vérification de la ductilité locale du voile V2

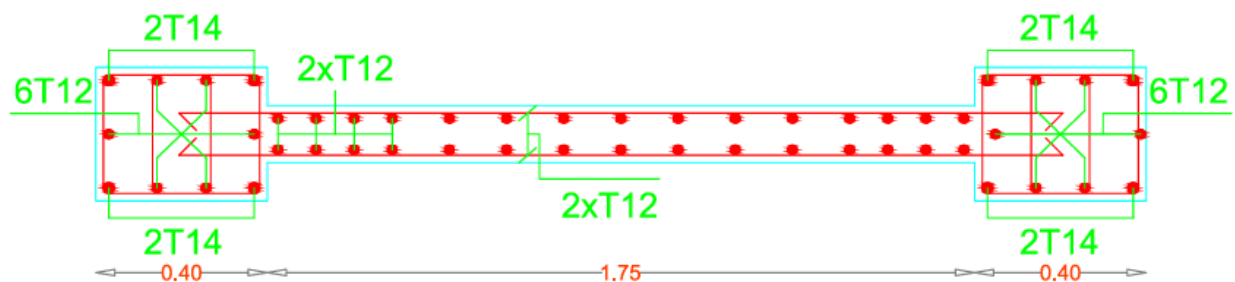


Figure V-15 : Ferrailage du voile V2

CHAPITRE VI

ETUDE DES FONDATIONS

VI.1) Introduction :

Le présent chapitre traite de l'étude et du dimensionnement de l'infrastructure, c'est-à-dire des éléments de fondation assurant la transmission des charges de la superstructure vers le sol, avec lequel ils sont en contact direct.

À partir des caractéristiques géotechniques du terrain, certaines recommandations sont établies pour orienter le choix et la conception des fondations. Celles-ci doivent être dimensionnées de manière à supporter les charges de l'ouvrage tout en limitant les tassements à des valeurs admissibles.

Les fondations superficielles, telles que les semelles isolées ou continues, sont généralement adaptées aux constructions de faible hauteur. En revanche, pour les bâtiments de grande hauteur ou situés sur des sols compressibles, le recours à des fondations profondes, telles que les pieux ou les caissons, peut s'avérer nécessaire. Ainsi, une série de vérifications est indispensable afin de retenir, de manière justifiée, le type de fondation le plus approprié à notre projet.

Le **calcul des fondations** repose sur des sollicitations bien définies, fixées par les règlements techniques en vigueur, tels que le **BAEL 91 modifié 99** et le **RPA 2024**. Les combinaisons sont comme suit :

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

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

Pour les semelles isolées :

$$* \text{ELA 1} : G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_f} E_1$$

$$* \text{ELA 2} : G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_f} E_2$$

Pour les semelles filantes et les radiers :

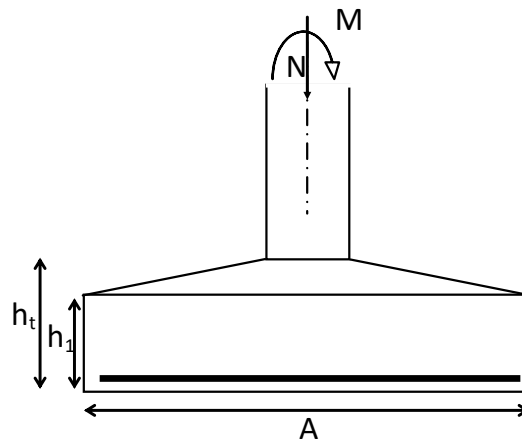
$$* \text{ELA 3} : G + \psi \cdot Q \pm 1.4 E_1$$

$$* \text{ELA 4} : G + \psi \cdot Q \pm 1.4 E_2$$

VI.2) Types et choix de fondations :

Il existe plusieurs types de fondations : Fondations superficielles, fondations profondes, fondations spéciales.

Afin de mieux adapter le choix du type de fondation, Il faut essentiellement compromettre entre le côté technique et le côté l'économique. Le choix optimal est basé sur l'ensemble des critères suivants : La capacité portante du sol, les charges de la structure transmises au sol, la profondeur d'ancrage (le bon sol), la distance entre axes des poteaux.

VI.2.1) Calcul et vérification des semelles isolées :**Figure VI.1** dimensions d'une semelle isolée.

Nous effectuerons cette vérification par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} N: \text{l'effort normal transmis à la base} \\ S: \text{surface d'appui de la semelle} \\ \overline{\sigma}_{\text{sol}}: \text{contrainte admissible du sol} \end{array} \right.$

On fixe le choix de la semelle à vérifier pour le poteau qui transmet la plus grande charge verticale (l'effort normal N).

File 3 → Axe C, Axe J

File 5 → Axe C, Axe J

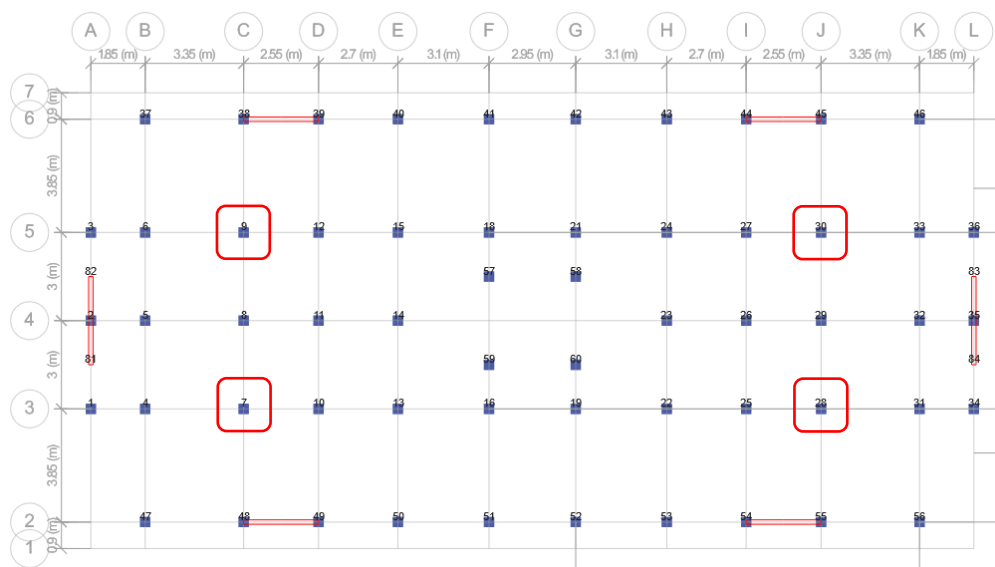
**Figure VI.2** le poteau le plus sollicité par l'effort normal N

Tableau VI.1 : les sollicitations des semelles isolées.

Combinaison	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
ELS	452.01	5.24	1.14
ELU	620.49	7.22	1.57
ELA 1	860.96	1.39	41.70
ELA 2	607.74	68.70	0.71

$$S = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{452.01}{170} = 2.66 \text{ m}^2$$

On suppose une semelle carrée : $S = A \times B$ d'où : $A = B$

$$A = \sqrt{S} = \sqrt{2.66} = 1.65 \text{ m.}$$

On prend $A = B = 1.7 \text{ m.}$

$$h_s \geq \max(h_1; h_2) \text{ avec } \begin{cases} h_1 = \frac{A-a}{4} + 5 \\ h_2 = \frac{B-b}{4} + 5 \end{cases}$$

$$h_s \geq \max \begin{cases} h_1 = \frac{A-a}{4} + 5 = \frac{170-35}{4} + 5 = 33,75 \text{ cm} \\ h_2 = \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{170-35}{4} + 5 = 33,75 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow h \geq 33,75 \text{ cm}$$

On prend $h_s = 45 \text{ cm.}$

$$h_p \geq \frac{h_s}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Tableau VI.2 : les dimensions de la semelle isolée.

A (m)	B (m)	S (m ²)	h _s (m)	h _p (m)
1.70	1.70	2.89	0.40	0.30

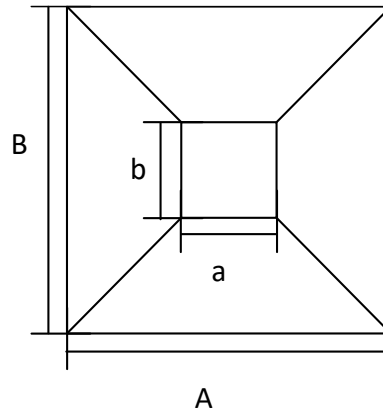


Figure VI.3 : Vue en plan d'une semelle isolée sous poteau.

VI.2.1.1) Répartition des contraintes sur le sol :

Poids propre de la semelle et l'avant poteau :

$$G_{\text{semelle}} = \gamma_b \times A \times B \times h_t = 25 \times 1.7 \times 1.7 \times 0.45 = 32.51 \text{ KN}$$

$$G_{\text{avant-poteau}} = \gamma_b \times a \times b \times h = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 1.2 = 3.68 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = N_{\text{ETAPS}} + G_{\text{semelle}} + G_{\text{avant-poteau}}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

Si $e_0 \leq \frac{A}{6} \rightarrow$ répartition trapézoïdale.

Si $e_0 > \frac{A}{6} \rightarrow$ répartition triangulaire.

Tableau VI.3 : Répartition des contraintes sur le sol au sens longitudinal.

	N (KN)	M (KN.m)	e_{0x} (m)	A/6 (m)	Sens x-x'
ELU	656.68	7.22	0.011	0.28	Trapézoïdale
ELS	488.20	5.24	0.011	0.28	Trapézoïdale
ELA 1	897.15	1.39	0.002	0.28	Trapézoïdale
ELA 2	643.93	68.70	0.107	0.28	Trapézoïdale

Tableau VI.4 : Répartition des contraintes sur le sol au sens transversal.

	N (KN)	M (KN.m)	e_{0y} (m)	B/6 (m)	Sens y-y'
ELU	656.68	1.57	0.002	0.28	Trapézoïdale
ELS	488.20	1.14	0.002	0.28	Trapézoïdale
ELA 1	897.15	41.70	0.046	0.28	Trapézoïdale
ELA 2	643.93	0.71	0.001	0.28	Trapézoïdale

VI.2.1.2) Vérification des contraintes sur le sol :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) ; \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\text{ELS} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{ELU, ELA} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes sur le sol au sens longitudinal.

	Sens longitudinal				Condition
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	
ELU	236.04	218.41	231.63	255.00	Vérifiée
ELS	175.33	162.53	172.13	170.00	Non vérifiée
ELA 1	312.13	308.73	311.28	255.00	Non vérifiée
ELA 2	306.71	138.91	264.76	255.00	Non vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes sur le sol au sens transversal.

	Sens transversal				Condition
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	
ELU	229.14	225.31	228.18	255.00	Vérifiée
ELS	170.32	167.54	169.62	170.00	Vérifiée
ELA 1	361.36	259.51	335.89	255.00	Non vérifiée
ELA 2	223.68	221.95	223.25	255.00	Vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiées. Ce qui nécessitera une augmentation de la surface de contact de la semelle avec le sol sous-jacent (la surface de semelle).

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,85 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles. Donc cette solution ne sera pas pratique.

VI.2.2) Calcul et vérification des semelles filantes :

Une semelle filante, également appelée semelle continue, est un type de fondation superficielle utilisée en construction pour répartir les charges d'un mur ou plusieurs poteaux sur le sol. Elle répartit les charges sur une plus grande surface du sol, ce qui permet d'utiliser des sols moins porteurs. Elle assure la stabilité de la construction en empêchant les mouvements horizontaux ou verticaux du mur.

VI.2.3) Semelle filante au sens longitudinal (suivant x) :

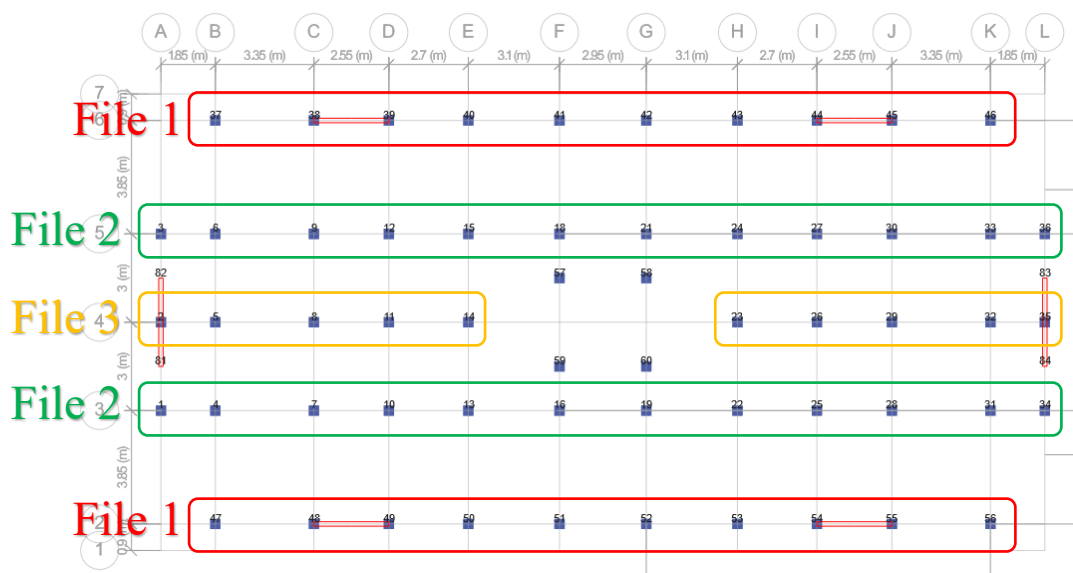


Figure VI.4 : File de semelles filantes au sens longitudinal.

Tableau VI.7 : les sollicitations des semelles filantes.

	File 1			File 2			File 3		
	$\sum N$	$\sum M_L$	$\sum M_T$	$\sum N$	$\sum M_L$	$\sum M_T$	$\sum N$	$\sum M_L$	$\sum M_T$
ELS	3324.39	0.00	35.17	4556.92	0.00	21.07	1650.52	1.13	0.07
ELU	4544.07	0.00	25.38	6251.53	0.00	29.03	2263.41	1.56	0.10
ELA 3	3739.54	62.97	29.07	4213.87	21.49	7.30	1506.42	9.55	4.02
ELA 4	3340.18	19.02	45.76	4276.85	7.18	15.81	1492.29	3.57	13.00

VI.2.3.1) Semelle filante 01 (File 01) :

$$S = \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{3714.69}{170} = 21.86 \text{ m}^2$$

Une semelle carrée : $S = L \times B$ d'où : $L = L_i + L_{\text{débord}}$

Avec : L_i : la distance entraxe des deux poteaux extrêmes, $L = 26.35 \text{ m}$

$$L_{\text{débord}} = 1.2 \text{ m}$$

$$B = \frac{S}{L} = \frac{21.86}{27.55} = 0.79 \text{ m.}$$

On prend : $B = 1.20 \text{ m.}$

$$h_{\text{min}} \geq \frac{(B-b)}{4} + 0,05 = \frac{(1.2 - 0,35)}{4} + 0,05 = 0,26 \text{ m}$$

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

$$h_p \geq \frac{h_s}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On prend $h_s = 20 \text{ cm.}$

Tableau VI.8 : les dimensions de la semelle filante.

B (m)	L (m)	S (m ²)	h _s (m)	h _p (m)
1.20	27.55	33.06	0.30	0.20

Répartition des contraintes sur le sol :**Poids propre de la semelle, l'avant poteau et le voile :**

$$G_{\text{semelle}} = \gamma_b \times L \times B \times h_t = 25 \times 27.55 \times 1.2 \times 0.40 = 330.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{avant-poteau}} = \gamma_b \times a \times b \times h \times n = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 1.2 \times 10 = 36.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{voile}} = \gamma_b \times e \times l \times h \times n = 25 \times 0.15 \times 2.55 \times 1.2 \times 2 = 22.95 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = N_{\text{ETAPS}} + G_{\text{semelle}} + G_{\text{avant-poteau}} + G_{\text{voile}}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

Si $e_0 \leq \frac{A}{6} \rightarrow$ répartition trapézoïdale.

Si $e_0 > \frac{A}{6} \rightarrow$ répartition triangulaire.

Tableau VI.9 : Répartition des contraintes sur le sol au sens longitudinal.

	N (KN)	M (KN.m)	e_{0x} (m)	L/6 (m)	Sens x-x'
ELU	4934.37	0.00	0.000	4.59	Uniforme
ELS	3714.69	0.00	0.000	4.59	Uniforme
ELA 3	4129.84	62.97	0.015	4.59	Trapézoïdale
ELA 4	3730.48	19.02	0.005	4.59	Trapézoïdale

Tableau VI.10 : Répartition des contraintes sur le sol au sens transversal.

	N (KN)	M (KN.m)	e_{0y} (m)	B/6 (m)	Sens y-y'
ELU	4934.37	35.17	0.007	0.20	Trapézoïdale
ELS	3714.69	25.38	0.007	0.20	Trapézoïdale
ELA 3	4129.84	29.07	0.007	0.20	Trapézoïdale
ELA 4	3730.48	45.76	0.012	0.20	Trapézoïdale

Vérification des contraintes sur le sol :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) ; \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\text{ELS} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{ELU, ELA} \rightarrow \sigma_{\text{moy}} \leq 1.5 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes sur le sol au sens longitudinal.

	Sens longitudinal				Condition
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	
ELU	149.25	149.25	149.25	255.00	Vérifiée
ELS	112.36	112.36	112.36	170.00	Vérifiée
ELA 3	134.44	115.40	129.68	255.00	Vérifiée
ELA 4	115.72	109.96	114.28	255.00	Vérifiée

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes sur le sol au sens transversal.

	Sens transversal				Condition
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	
ELU	154.57	143.94	151.91	255.00	Vérifiée
ELS	116.20	108.52	114.28	170.00	Vérifiée
ELA 3	129.32	120.52	127.12	255.00	Vérifiée
ELA 4	119.76	105.92	116.30	255.00	Vérifiée

Calcul du ferrailage :

La section d'armatures est calculée par l'application des méthodes des bielles. Les armatures principales (parallèles à la petite dimension) sont calculées selon la formule suivante :

$$A_{s/B} = \frac{N_u(B - b)\gamma_s}{8 d f_e}$$

Les armatures de répartition (parallèles à la grande dimension) sont calculées selon la formule suivante :

$$A_{s/B} = \frac{A_{s/B}}{4}$$

Tableau VI.13 : Données de la semelle filante 01.

Nu (N)	B (mm)	b (mm)	γ_s	d = h – 50 (mm)	Fe (MPa)
4934370	1200	350	1	350	400

$$A_{s/B} = \frac{N_u(B - b)\gamma_s}{8 d f_e} = \frac{4934370 \times (1200 - 350) \times 1}{8 \times 350 \times 400} = 3.74 \text{ cm}^2 / 1\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 7 \text{ HA } 12 / S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow A_{s/B} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/B} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 / 1\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 7 \text{ HA } 12 / S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow A_{s/L} = 7.92 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1200 \times 350 \times 2,1}{400} = 5,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul de la poutre libage :

La poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante : $L = 3,35 \text{ m}$

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

$$\Rightarrow \frac{335}{9} \text{ cm} \leq h \leq \frac{335}{6} \text{ cm} \Rightarrow 37.22 \text{ cm} \leq h \leq 55.83 \text{ cm}$$

On prend comme dimension : $h = 55 \text{ cm}$, $d = 50 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm}$

Tableau V-14 : Données et dimensions de la poutre de libage.

Largeur de la poutre	$b = 35 \text{ cm}$
Hauteur de la section h_t	$h_t = 55 \text{ cm}$
Hauteur utile des aciers	$d = 0,9 \times h_t = 50 \text{ cm}$
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	Fissuration préjudiciable

Tableau V-15 : Sollicitations de la poutre de libage à partir l'ETAPS.

Combinaison	$M_{appui} \text{ (KN.m)}$	$M_{travée} \text{ (KN.m)}$	T (KN)
ELU	107.74	51.88	56.01
ELS	78.84	38.02	41.09
ELA 3	75.82	36.76	39.87
ELA 4	81.88	53.76	42.35

Sur appui :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{107.74 \times 10^3}{35 \times 50^2 \times 17,71} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{107.74 \times 10^3}{400 \times 0,964 \times 50} = 5,59 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{35 \times 50}{1000}; 0,23 \times 35 \times 50 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(1,75; 2,11) \Rightarrow A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,5\% (b \times h) = 8.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}) = \max(2.11 ; 5.59; 8.75) = 8.75 \text{ cm}^2.$$

- Alors, on prend 3T16+ 3T14 $\rightarrow A_{\text{adoptée}} = 10,65 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{53.76 \times 10^3}{35 \times 50^2 \times 17,71} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,982$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{53.76 \times 10^3}{400 \times 0,982 \times 50} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{35 \times 50}{1000}; 0,23 \times 35 \times 50 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(1,75; 2,11) \Rightarrow A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,5\% (b \times h) = 8.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}) = \max(2.11 ; 2.74; 8.75) = 8.75 \text{ cm}^2.$$

- Alors, on prend 3T16+ 3T14 $\rightarrow A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

D'après le **BAEL 91** article **A.5.1 ,211** :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{56.01 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,50} = 0,32 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Diamètre et espacement des armatures transversales selon BAEL 91 :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{lmin}\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(\frac{550}{35}; \frac{350}{10}; 12\right) \rightarrow \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(50; 40) \text{ cm}$$

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

Diamètre et espacement des armatures transversales selon RPA 2024 :

La section minimale exigée par le **RPA 2024** art 7.5.2 :

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b_0 \text{ avec } A_{min} \leq 6 \text{ mm}$$

L'espacement des armatures dans la zone critique « l' » :

$$l' = 1,5 \times h = 82,5 \text{ cm}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\varphi_l\right) = \min(13,75; 19,2; 17,5; 9,6) \text{ cm} = 9,5 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures en dehors de la zone critique « l' » :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t' = 15 \text{ cm}$$

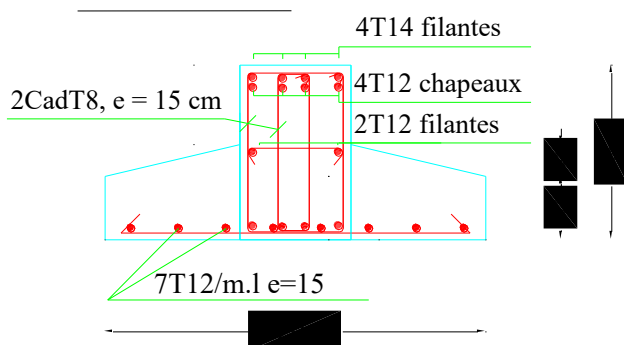
$$A_{min} = 0,003 \times 9,5 \times 35 = 1,00 \text{ cm}^2$$

- Alors, on prend 2T10 $\rightarrow A_{adoptée} = 1,58 \text{ cm}^2$

Tableau V-16 : Section d'armature de la poutre de libage 01.

Poutre principales		A calculée (cm ²)	A BAEL (cm ²)	A RPA (cm ²)	A adoptée	
Armatures longitudinales	Travée	2.74	2.11	8.75	4T14 + 4T12	10.68 cm ²
	Appui	5.59			4T14 + 4T12	10.68 cm ²
Armatures transversales	Z C	/	0.79	1.00	2T8	1.58 cm ²
	H Z C	/		1.58	2T8	1.58 cm ²

En travée



Sur appui

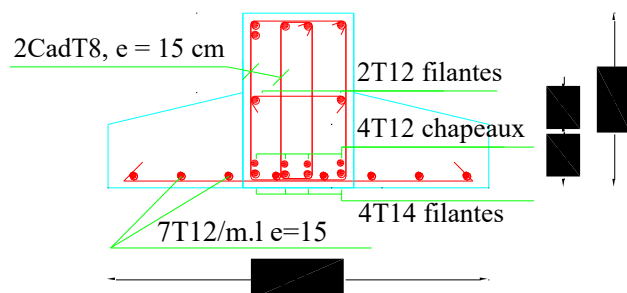


Figure VI.5 : Ferrailage de la semelles filantes 01.

VI.2.3.2) Semelle filante 02 (File 02) :**Tableau VI.17 :** les dimensions de la semelle filante 02.

B (m)	L (m)	S (m ²)	h _s (m)	h _p (m)
1.20	31.25	37.46	0.40	0.30

Répartition des contraintes sur le sol :**Tableau VI.18 :** Répartition des contraintes sur le sol au sens longitudinal.

	N (KN)	M (KN.m)	e _{0x} (m)	L/6 (m)	Sens x-x'
ELU	6711.65	0.00	0.000	5.21	Uniforme
ELS	5017.04	0.00	0.000	5.21	Uniforme
ELA 3	4673.99	21.49	0.005	5.21	Trapézoïdale
ELA 4	4736.96	7.18	0.002	5.21	Trapézoïdale

Tableau VI.19 : Répartition des contraintes sur le sol au sens transversal.

	N (KN)	M (KN.m)	e _{0y} (m)	B/6 (m)	Sens y-y'
ELU	6711.65	-29.03	0.004	0.20	Trapézoïdale
ELS	5017.04	-21.07	0.004	0.20	Trapézoïdale
ELA 3	4673.99	-7.30	0.002	0.20	Trapézoïdale
ELA 4	4736.96	15.81	0.003	0.20	Trapézoïdale

Vérification des contraintes sur le sol :**Tableau VI.20 :** Vérification des contraintes sur le sol au sens longitudinal.

	Sens longitudinal				Condition
	σ _{max} (KN/m ²)	σ _{min} (KN/m ²)	σ _{moy} (KN/m ²)	σ _{sol} (KN/m ²)	
ELU	178.98	178.98	178.98	255.00	Vérifiée
ELS	133.79	133.79	133.79	170.00	Vérifiée
ELA 3	127.51	121.77	126.07	255.00	Vérifiée
ELA 4	127.28	125.36	126.80	255.00	Vérifiée

Tableau VI.21 : Vérification des contraintes sur le sol au sens transversal.

	Sens transversal				Condition
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	
ELU	182.85	175.11	180.91	255.00	Vérifiée
ELS	136.60	130.98	135.19	170.00	Vérifiée
ELA 3	125.61	123.67	125.13	255.00	Vérifiée
ELA 4	128.43	124.21	127.37	255.00	Vérifiée

Calcul du ferrailage :**Tableau VI.22 :** Données de la semelle filante 02.

Nu (N)	B (mm)	B (mm)	γ_s	d = h – 50 (mm)	Fe (MPa)
6711650	1200	350	1	350	400

Tableau VI.23 : Section d'armatures de la semelle filante 02.

AS calculée (cm ²)	AS BAEL (cm ²)	A _{s/B} (cm ²)		A _{s/L} (cm ²)
5.09	5.07	7.92	7 HA 12/ 1ml	7.92

Calcul de la poutre libage :**Tableau VI-24 :** Données et dimensions de la poutre de libage.

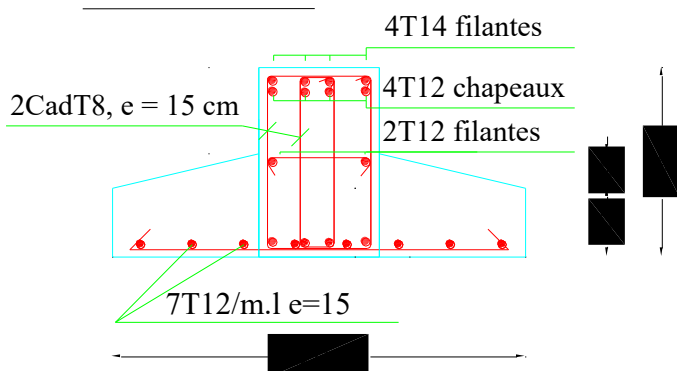
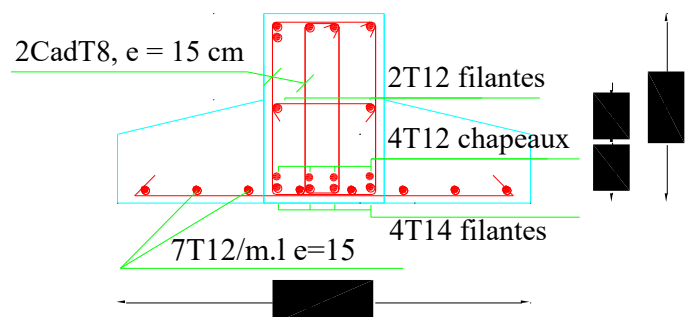
Largeur de la poutre	b = 35 cm
Hauteur de la section h_t	h _t = 55 cm
Hauteur utile des aciers	d = 0,9×h _t = 50 cm
Contrainte des aciers utilisés	f _e = 400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28} = 25 MPa
Contrainte limite de traction du béton	f _{t28} = 2,1 MPa
Fissuration	Fissuration préjudiciable

Tableau VI-25 : Sollicitations de la poutre de libage à partir l'ETAPS.

Combinaison	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	T (KN)
ELU	187.07	101.48	172.79
ELS	136.63	74.15	126.16
ELA 3	124.34	67.56	114.27
ELA 4	124.36	67.25	113.70

Tableau VI-26 : Section d'armature de la poutre de libage 02.

Poutre de libage 01		$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	$A_{adoptée}$	
Armatures longitudinales	Travée	5.25	2.11	8.75	4T14 + 4T12	10.68 cm ²
	Appui	10.00			4T14 + 4T12	10.68 cm ²
Armatures transversales	Z C	/	0.79	1.00	2T8	1.58 cm ²
	H Z C	/		1.58	2T18	1.58 cm ²

En travéeSur appui**Figure VI.6 : Ferrailage de la semelles filantes 02.**

VI.2.3.3) Semelle filante 03 (File 03) :**Tableau VI.27 :** les dimensions de la semelle isolée.

B (m)	L (m)	S (m ²)	h _s (m)	h _p (m)
1.20	11.65	37.46	0.40	0.30

Répartition des contraintes sur le sol :**Tableau VI.28 :** Répartition des contraintes sur le sol au sens longitudinal.

	N (KN)	M (KN.m)	e _{0x} (m)	L/6 (m)	Sens x-x'
ELU	2436.87	1837.06	0.754	1.88	Trapézoïdale
ELS	1823.99	1334.95	0.732	1.88	Trapézoïdale
ELA 3	1679.89	1121.14	0.667	1.88	Trapézoïdale
ELA 4	1665.76	1157.32	0.695	1.88	Trapézoïdale

Tableau VI.29 : Répartition des contraintes sur le sol au sens transversal.

	N (KN)	M (KN.m)	e _{0y} (m)	B/6 (m)	Sens y-y'
ELU	2436.87	0.10	0.000	0.20	Trapézoïdale
ELS	1823.99	0.07	0.000	0.20	Trapézoïdale
ELA 3	1679.89	4.02	0.002	0.20	Trapézoïdale
ELA 4	1665.76	13.00	0.008	0.20	Trapézoïdale

Vérification des contraintes sur le sol :**Tableau VI.30 :** Vérification des contraintes sur le sol au sens longitudinal.

	Sens longitudinal				Condition
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	
ELU	253.08	107.93	216.80	255.00	Vérifiée
ELS	187.85	82.37	161.48	170.00	Vérifiée
ELA 3	168.73	80.14	146.58	255.00	Vérifiée
ELA 4	169.11	77.67	146.25	255.00	Vérifiée

Tableau VI.31 : Vérification des contraintes sur le sol au sens transversal.

	Sens transversal				Condition
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	
ELU	180.51	180.50	180.51	255.00	Vérifiée
ELS	135.11	135.11	135.11	170.00	Vérifiée
ELA 3	124.60	124.28	124.28	124.52	Vérifiée
ELA 4	123.90	122.88	122.88	123.65	Vérifiée

Calcul du ferrailage :**Tableau VI.32 : Données de la semelle filante 02.**

Nu (N)	B (mm)	B (mm)	γ_s	d = h – 50 (mm)	Fe (MPa)
2436870	1200	350	1	350	400

Tableau VI.33 : Section d'armatures de la semelle filante 02.

A_s calculée (cm ²)	A_s BAEL (cm ²)	$A_{s/B}$ (cm ²)		$A_{s/L}$ (cm ²)
1.77	5.07	7.92	7 HA 12/ 1ml	7.92

Calcul de la poutre libage :**Tableau VI-34 : Données et dimensions de la poutre de libage.**

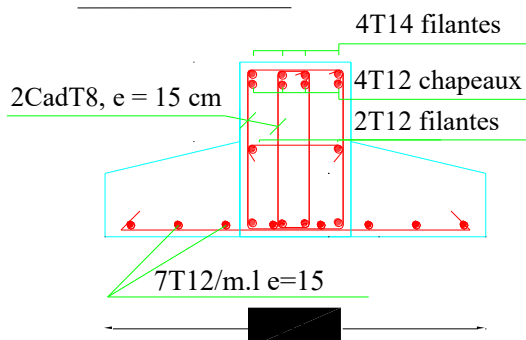
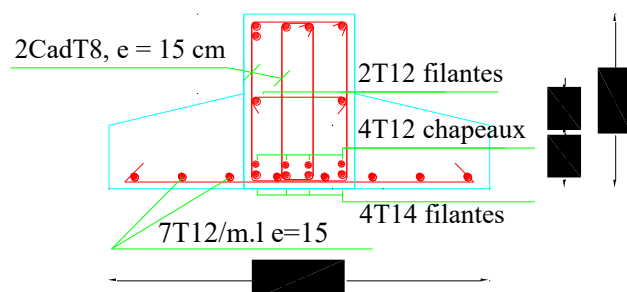
Largeur de la poutre	b = 35 cm
Hauteur de la section h_t	$h_t = 55$ cm
Hauteur utile des aciers	d = 0,9× h_t = 50 cm
Contrainte des aciers utilisés	$f_e = 400$ MPa
Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25$ MPa
Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2,1$ MPa
Fissuration	Fissuration préjudiciable

Tableau VI-35 : Sollicitations de la poutre de libage à partir l'ETAPS.

Combinaison	$M_{\text{appui}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$	$T \text{ (KN)}$
ELU	82.04	49.30	67.67
ELS	70.32	44.10	49.39
ELA 3	62.99	43.39	44.85
ELA 4	62.72	43.43	44.61

Tableau VI-36 : Section d'armature de la poutre de libage 02.

Poutre de libage 02		$A_{\text{calculée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{BAEL}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{RPA}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adoptée}}$	
Armatures longitudinales	Travée	2.51	2.11	8.75	4T14 + 4T12	10.68 cm ²
	Appui	4.22			4T14 + 4T12	10.68 cm ²
Armatures transversales	Z C	/	0.79	1.00	2T8	1.58 cm ²
	H Z C	/		1.58	2T8	1.58 cm ²

En travéeSur appui**Figure VI.7 : Ferrailage de la semelles filantes 03.**

VI.3) Calcul des longrines :

La longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé qui assure, la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation, qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

Selon **RPA 2024** Art **10.1.1**, les dimensions minimales de la section transversale et le ferrailage de la longrine doivent être de :

- 25 cm x 30 cm : pour catégorie site S2 et S3
- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à : min (20 cm ; $15\phi_l$)

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \pm \alpha (A.I.S) N \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : La valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. [Zone III ; S2].

Tableau VI-37 : Force de traction sollicitant la longrine.

N (KN)	α	A	I	S	F (KN)
349.99	0.30	0.15	1.00	1.30	23.40

On prend comme dimensions : 35 cm x 35 cm

Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{23.40 \times 10^3}{400} = 0.59 \text{ cm}^2$$

D'après le **BAEL 91 révisées 99**, la section minimale est de :

$$A_{\min \text{BAEL}} \geq b \cdot h \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{350 \times 350 \times 2,1}{400} = 6,43 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2024**, la section minimale est de :

$$A_{\min \text{RPA}} = 0,6\% \times b \times h = \frac{0.6}{100} \times 35 \times 35 = 7,35 \text{ cm}^2$$

On choisit : **6T14** soit **$A_s = 9,24 \text{ cm}^2$**

Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce. Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Espacement des cadres :

D'après le **RPA 2024** on a :

$$S_t \leq \min (15\phi_1; 20\text{cm}) = \min (15 \times 1.4; 20\text{cm})$$

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

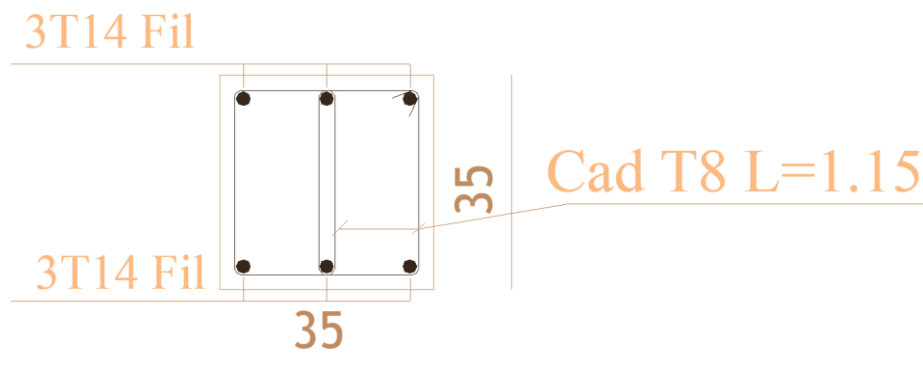


Figure VI.8 : Ferrailage de longrine.

VI.4) Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le dimensionnement et le calcul des fondations. Le type retenu, à savoir les semelles filantes, constitue une solution courante et économique, particulièrement adaptée aux constructions de petite et moyenne envergure. Leur conception et leur mise en œuvre sont relativement simples, et elles conviennent à une grande variété de terrains. Toutefois, il convient de souligner que ce type de fondation n'est pas approprié pour les sols profonds ni pour les structures soumises à des charges élevées.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Notre projet de fin d'études, axé sur la conception et le calcul d'un bâtiment en béton armé R+4 contreventé par des voiles en béton armé, a constitué une mise en pratique concrète des connaissances acquises en Génie Civil. En nous basant sur les documents techniques, les réglementations et les méthodes en vigueur, nous avons pu mener à bien cette étude et en tirer des conclusions pertinentes.

Ce projet nous a permis de maîtriser les méthodes et les formules de calcul en béton armé pour le ferrailage des différents éléments structuraux : poteaux, poutres, voiles et fondations. L'étude de la structure a pris en compte les critères de résistance, de sécurité. Concernant la résistance, les résultats des calculs démontrent que la structure répond à toutes les exigences et garantit sa stabilité et sa rigidité. Sur le plan de la sécurité, toutes les vérifications imposées par les réglementations de construction (**BAEL 91 modifiée 99, RPA 2024**) ont été scrupuleusement respectées.

L'utilisation d'outils informatiques et de logiciels de Génie Civil spécialisés, tels qu'ETABS et AUTO CAD, nous a permis d'optimiser la conception des éléments résistants en modélisant la structure face à l'action sismique.

En résumé, ce projet de fin d'études nous a permis de consolider nos connaissances théoriques en Génie Civil et de les appliquer à un cas concret, en tenant compte des exigences techniques, réglementaires. L'utilisation d'outils numériques a également contribué à l'optimisation de la conception et à la validation de la structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlements :

- **DTR BC-2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- **DTR BC-2.41** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**.
- **DTR BC-2.41** : Règles parasismique algérienne **RPA 2024**.
- **BAEL91 modifié 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **DTR BC-2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles.

Livres et cours :

- Calcul de Structures Assisté par Ordinateur, Dr BELEBCHOUCHE.
- Calcul des ouvrages en béton armé, Y. Cherait.
- Polycopié de cours Projet structures en béton armé, Dr. BERRADIA

Mémoires :

- Mémoire I. Aouari et A. Badja, une étude d'un tour R+15 de forme irrégulière, école nationale polytechnique 10 El-Harrach.
- Mémoire R. Naim et Z. Gadoum, étude technique et analyse sismique d'une structure en béton armé, centre universitaire de Tissemsilt.

Logiciels et programmes :

- ETABS version 21.
- Microsoft EXCEL 2013.
- Microsoft WORD 2013.
- RDM 6.
- AUTOCAD 2016.
- ROBOT Expert