



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



جامعة محمد البشير الإبراهيمي برج بوعريريج  
Université Mohamed El-Bachir EL-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et Technologies  
قسم الهندسة المدنية  
Département Génie Civile

## MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER

OPTION : STRUCTURE

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+8 avec 2 sous-sols  
Contreventée par voiles, implanté à Blida.**

Soutenu le :12/06/2025

*Devant de jury :*

- **Président** : Mr ACHOUR Yacine
- **Examineur** : Mr ABD ELMEZIANE Nabil
- **Examineur** : Mr LOGZIT Nacer
- **Encadrent** : Mr DJOUDI Larbi
- **Co-encadrent** : Mr LOUMACHI Lazhar

*Présenter par :*

- AIDEL MARIA
- LOUCIF BATOUL

Année universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

A decorative floral element consisting of a branch with several leaves and a small flower, positioned at the top left of the calligraphic text.

## **Remerciements**

*Nous remercions tout d'abords « **ALLAH** » le tout puissant de nous avoir aidé à achever ce modeste travail*

*Nous tenons à exprimer toute nos reconnaissances à notre directeur de mémoire **Mr DJOUDI** et notre co-directeur **Mr LOUMACHI**, nous les remercions de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.*

*Nous tenons à remercier le membre de jury, qui ont accepté d'évaluer notre travail, **Mr ACHOUR Yacine** pour l'intérêt porté pour notre travail et pour avoir accepté de présider ce jury, **Mr ABD ELMEZIANE Nabil** ; **Mr LOGZIT Nacer** qui nous font l'honneur d'examiner ce travail.*

*Nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs de l'université de BBA, et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions durant notre recherche et les années d'étude.*

*Enfin, mille merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail et que cette page ne suffira pas pour les citer*

***Batoul & Maria***

## Dédicace

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

*Je dédie ce modeste travail à : Tous ceux qui croient à **ALLAH**.*

*Mes très chers parents pour leur soutien et leur encouragement permanent dans ma vie spécialement mes études jusqu'à dernière minute, et je les souhaite la longue vie, ce mémoire est bien plus qu'un travail académique, c'est le reflet de votre amour, de vos sacrifices et de votre confiance inébranlable en moi*

*À toi, **Maman**, pour ton soutien indéfectible, tes paroles réconfortantes et tes prières qui m'ont porté aux moments les plus difficiles. Tu as été ma lumière, ma source de courage, et ton cœur a toujours su me guider.*

*À toi, **Papa**, pour ta force tranquille, tes conseils précieux et cette détermination que tu m'as transmise. Tu m'as appris à me battre, à croire en mes rêves et à ne jamais abandonner.*

*Ensemble, vous avez fait de moi la personne que je suis aujourd'hui, mon amour sans limites à vous.*

*À ma chère tante, t'es plus qu'une tante pour moi : ma 2ème maman, une source inépuisable de réconfort merci pour votre soutien*

*Mes sœurs **Sihem**, **Shaima**, et mon frère **Abdellah** mille je t'aime pour vous.*

*Ma nièce adorée **Nadine** le sens de la vie, la joie et toute amour*

*A **ma grande mère** qui nous a quitté mais n'a jamais quitté nos cœurs.*

*À une personne très chère aucun mot ne peut exprimer ma gratitude et mon amour pour toi.*

*Mon binôme « **Batoul** » le vrai sens du travail d'équipe merci pour votre soutien.*

*Mes copines « **Meriem** » et « **Amira** » qui sont toujours à mes côtés merci pour les fous rires*

*A mes collègues ceux que j'aime*

*A toute ma famille.*

**Maria**

## Dédicace

*Avoir l'opportunité de défendre un mémoire a toujours été un rêve depuis le premier jour où j'ai franchi les portes d'une université.*

*Je dédie ce travail...*

*A mes chers parents, qui m'ont doté d'une éducation digne, et qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études. Sans eux, je n'avais certainement pas fait d'étude longue. Ce projet fin d'étude représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qui m'ont prodigué tout au long de ma scolarité. Votre amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui.*

*C'est un moment de plaisir de dédier cet œuvre, à mes sœurs... je commence par la personne la plus motivante « **Hanine** » qui m'a encouragé durant mes études et pour leur conseil précieux. A celle qui disait quand nous étions petites, laisse-la-moi je l'élèverai à ma façon, ma deuxième maman « **Mouna** ». À ma petite sœur « **Taline** » qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille. A mon âme sœur « **Anfel** ». Je vous souhaite tout le bonheur du monde.*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect et mon amour éternel à mon oncle « **Mustapha** » et sa famille.*

*À celle qui nous a quittée et je ne l'oublierai jamais « **ma grand-mère** ».*

*Mes grands-parents maternels et mon grand-père paternel, que dieu les admette vaste paradis.*

*A mes chats qui nous ont quitté, ma plus belle « **Silver** » et mon chouchou « **Diamond** »*

*A mes amies « **Samah** », « **Ines** », « **Mouni** » et « **Amira** » qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide, et qui m'ont supporté dans les moments difficiles*

*A ma chère binôme « **Maria** » pour sa sympathie, Sa coopération avec moi et sa rigueur au travail*

*A tous les enseignants de l'université « **Mohamed El Bachir El Ibrahimi-BBA** ». Faculté ST.*

*A tous ceux que j'aime.*

**Batoul**

## Résumé

Ce projet porte sur l'étude de trois blocs immobiliers à usage résidentiel, totalisant 146 logements collectifs, répartis sur deux sous-sols, un rez-de-chaussée et huit étages (R+8), implantés dans la wilaya d'Alger, ville de Boufarik, classée en Zone VI selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024). La stabilité de la structure a été assurée par un système combinant poutres, poteaux et voiles porteurs. La modélisation et l'analyse globale de la structure ont été réalisées à l'aide du logiciel Autodesk ROBOT Structural Analysis 2024. Les calculs manuels des dimensions et du ferrailage des différents éléments porteurs, principaux et secondaires, ont été effectués conformément aux normes en vigueur, notamment le BAEL 91 (rév. 99) pour le béton armé et le RPA 2024 pour les vérifications parasismiques. Quant à l'infrastructure, elle est constituée d'un radier nervuré adapté aux contraintes du sol et aux charges de la superstructure.

**Les mots clés :** bâtiment, ROBOT, BAEL91, RPA 2024.

## **Abstract**

This project concerns the study of three residential building blocks comprising a total of 146 collective housing units, distributed over two basement levels, a ground floor, and eight upper floors (R+8). The project is located in the wilaya of Algiers, in the city of Boufarik, which is classified as Seismic Zone VI according to the Algerian Earthquake-Resistant Construction Code (RPA 2024). Structural stability was ensured through a system combining beams, columns, and shear walls. The global structural modeling and analysis were carried out using Autodesk ROBOT Structural Analysis 2024. The manual calculation of the dimensions and reinforcement of both primary and secondary structural elements was conducted in accordance with the applicable standards, notably BAEL 91 (rev. 99) for reinforced concrete and RPA 2024 for seismic verification. As for the foundation system, it consists of a ribbed raft (radier nervuré), adapted to the soil conditions and the loads transmitted by the superstructure.

**Key words:** building, ROBOT, BAEL91, RPA 2024.

## الملخص

يتعلق هذا المشروع بدراسة ثلاث كتل عقارية مخصصة للسكن، تضم ما مجموعه 146 وحدة سكنية جماعية، موزعة وقد تم إنجاز هذا المشروع في ولاية الجزائر، بمدينة (R+8) على طابقين تحت الأرض، طابق أرضي، وثمانية طوابق تم حسب قواعد البناء المقاوم للزلازل الجزائرية (Zone VI) بوفاريك، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية السادسة ضمان استقرار المنشأة باستخدام نظام يجمع بين الكمرات، الأعمدة، والجدران الحاملة. تم نمذجة وتحليل الهيكل بصفة شاملة باستخدام برنامج ربوت 2024، أما حساب أبعاد وتسليح العناصر الإنشائية، سواء كانت رئيسية أو ثانوية، فقد أنجز يدوياً BAEL91- وفقاً للمعايير المعمول بها، PA2024 لتحقيق من مقاومة الزلازل و بالتنسبة للأساسات فهي عبارة عن حاصرة V99

مسلحة مفرغة تتلاءم مع طبيعة التربة والأحمال المنقلة من البنية الفوقية

**الكلمات المفتاحية:** مبنى, RPA 2024, BAEL91, ROBOT

# SOMMAIRE

<b>Introduction generale</b>	<b>1</b>
<b>Présentation et description du projet</b>	
I.1 Introduction	3
I.2 Présentation du projet	3
I.3 Implantation de l'ouvrage	4
I.4 Description architecturale :	4
I.5 Les données du site géotechnique :	4
I.6 Caractéristiques structurales de l'ouvrage :	4
I.7 Les éléments structuraux :	5
I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
I.8.1 Béton	6
I.8.1.1 État Limite Ultime de résistance	7
I.8.1.2 État Limite service	7
I.8.2 Acier	8
I.8.2.1 Diagramme déformation- contrainte (BAEL A.2.2.2)	9
I.8.2.2 État Limite Ultime de résistance	10
I.8.2.3 État Limite service de résistance (BAEL A.4.5.32)	10
<b>Prédimensionnement des éléments</b>	
II.1 Introduction	12
II.2 Pré dimensionnement des poutres	12
II.2.1 Poutre principale	12
II.2.2 Poutre secondaire	13
II.3 Pré dimensionnement du plancher	13
II.3.1 Plancher à corps creux	14
II.3.1.1 Condition de flèche	14
II.3.1.2 Dimensionnement des poutrelles	14
II.3.2 Plancher à dalle pleine	15
II.4 Prédimensionnement des voiles	16
II.5 Prédimensionnement de l'acrotère	17
II.6 Prédimensionnement des escaliers	18
II.7 Prédimensionnement de l'ascenseur	221
II.7.1 Caractéristiques de l'ascenseur	221
II.7.2 Prédimensionnement	21
II.7.3 Vérification	21

II.8	Evaluation des charges et des surcharges	22
II.8.1	Plancher terrasse inaccessible	22
II.8.2	Plancher étage courant	23
II.8.3	Plancher terrasse inaccessible (porte à faux - dalle pleine)	23
II.8.4	Plancher étage courant (porte à faux - dalle pleine)	24
II.8.5	Maçonnerie	24
II.8.6	Les escaliers	25
II.8.7	L'ascenseur	26
II.8.8	Poteau central	27
II.8.8.1	La surface totale	27
II.8.8.2	Evaluation des charges	29

### **Etude des éléments secondaires**

III.1	Introduction	32
III.2	Étude des planchers	32
III.2.1	Choix de la méthode de calculs	32
III.2.2	Détermination des efforts internes	32
III.2.2.1	La méthode forfaitaire	32
III.2.2.2	Principe de la méthode forfaitaire	32
III.2.2.3	Calcul de sollicitations	33
III.2.3	Calcul de ferrailage	39
III.2.4	Schéma de ferrailage	45
III.2.5	Ferrailage de la dalle de compression	46
III.3	Étude des portes à faux - dalles pleines	47
III.3.1	Calcul de ferrailage	48
III.3.2	Schéma de ferrailage	50
III.4	Etude de L'acrotère	51
III.4.1	Ferrailage de l'acrotère	52
III.4.2	Schéma de ferrailage	55
III.5	Etude des escaliers	55
III.5.1	Calcul de ferrailage	57
III.5.2	Schéma de ferrailage	59
III.6	Dalle machine	59
III.6.1	Calcul de ferrailage	60
III.6.2	Schéma de ferrailage	62
III.7	Conclusion	63

## **Etude sismique**

IV.1	Introduction	65
IV.2	Modélisation	65
IV.3	La méthode de calcul	66
IV.4	L'analyse	66
IV.4.1	L'analyse dynamique	66
IV.4.2	L'analyse modale	66
IV.5	Vérification de la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente	73
IV.6	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	73
IV.7	Vérification des déplacements	74
IV.8	Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	75
IV.9	Vérification de L'effort normal réduit	76
IV.10	Vérification de la stabilité au renversement	76
IV.11	Conclusion	77

## **Etude des éléments structuraux**

V.1	Introduction	80
V.2	Combinaisons dus aux charges	80
V.3	Ferraillage des poutres	80
V.3.1	Etude de la poutre principale	80
V.3.1.1	Calcul ferraillage longitudinal	83
V.3.1.2	Calcul ferraillage transversale	84
V.3.2	Etude de la poutre secondaire	85
V.3.2.1	Calcul ferraillage longitudinal	86
V.3.2.2	Calcul ferraillage transversale	90
V.3.3	Schémas de ferraillage des poutres	90
V.4	Ferraillage des poteaux	90
V.4.1	Calcul le ferraillage du poteau	92
V.4.1.1	Poteau 60 $\times$ 60	92
V.4.1.1.1	Calcul ferraillage longitudinal	92
V.4.1.1.2	Calcul ferraillage transversale	94
V.4.1.2	Poteau 50 $\times$ 50	95
V.4.1.2.1	Calcul ferraillage longitudinal	95
V.4.1.2.2	Calcul ferraillage transversale	97
V.4.2	Vérifications nécessaires	100

V.4.3	Schémas de ferrailage des poteaux	100
V.5	Ferrailage des voiles	101
V.5.1	Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :	101
V.5.2	Sollicitations maximales dans le voile	101
V.6	Sens X	101
V.6.1	Calcul du ferrailage et de vérifications	101
V.7	Sens Y	103
V.7.1	Calcul du ferrailage et de vérifications	103
V.8	Schémas de ferrailage d'un voile	106

### **Calcul des fondations**

VI.1	Introduction	108
VI.2	Différents types de fondations	108
VI.3	Vérification de type de la semelle	108
VI.4	Calcul de la surface des semelles isolées	108
VI.4.1	Calcul des semelles isolées	110
VI.4.1.1	Méthode de calcul	109
VI.4.1.2	Domaine d'application de la méthode des bielles	110
VI.5	Ferrailage	110
VI.6	Condition de poinçonnement	111
VI.7	Ferrailage des semelles isolées	111
VI.8	Calcul de la surface des semelles filantes	111
VI.9	Ferrailage à l'ELU	112
VI.9.1	Ferrailage principale	112
VI.9.1.1	L'espacement	112
VI.9.2	Ferrailage de répartition : (art.VII.4.1 BAEL 91/99 ; P251)	112
VI.9.2.1	L'espacement (art.10.1.1 RPA 2024 ; P153)	112
VI.10	Définition du radier général	113
VI.11	Pré dimensionnement de radier	113
VI.12	Les vérifications	114
VI.12.1	Vérification au poinçonnement	114
VI.12.2	Vérification du radier	115
VI.12.2.1	Vérification de contrainte de sol	115
VI.12.2.2	Vérification de la contrainte de cisaillement	117
VI.12.2.3	Vérification de la poussée hydrostatique	118
VI.12.3	Vérification de la stabilité du radier au renversement :	119

VI.13	Ferraillage de radier	120
VI.14	Schéma ferraillage de radier	125
VI.15	La longrine	125
VI.16	Dimensionnement de la longrine	125
VI.17	Ferraillage de la longrine	125
VI.18	Schéma de ferraillage de longrine	126
	<b>Conclusion generale</b>	<b>128</b>

## Liste des figures

<b>Figure I.1.</b> Vue aérienne du projet	3
<b>Figure I.2.</b> Plan de situation du projet	4
<b>Figure I.3.</b> Diagramme parabole-rectangle	7
<b>Figure I.4.</b> Diagramme rectangulaire-simplifié	7
<b>Figure I.5.</b> Etat limite service du béton	8
<b>Figure I.6.</b> diagramme de déformation de contrainte d'acier	9
<b>Figure I.7.</b> Diagramme de déformation-contrainte (de calcul) d'acier	9
<b>Figure II.1.</b> Section d'une poutre	12
<b>Figure II.2.</b> Coupe transversale d'un plancher à corps creux	14
<b>Figure II.3.</b> Coupe transversale de poutrelle	15
<b>Figure II.4.</b> Section réduite du voile	16
<b>Figure II.5.</b> Dimensions d'un acrotère	18
<b>Figure II.6.</b> Poteau central	27
<b>Figure III.1.</b> Schéma statique de poutrelle	33
<b>Figure III.2.</b> Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU	34
<b>Figure III.3.</b> Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS	36
<b>Figure III.4.</b> Schéma statique de poutrelle	36
<b>Figure III.5.</b> Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU	38
<b>Figure III.6.</b> Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS	39
<b>Figure III.7.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	46
<b>Figure III.8.</b> Coupe transversale de l'acrotère.	51
<b>Figure III.9.</b> Modèle de calcul de l'acrotère.	51
<b>Figure III.10.</b> Schéma ferrailage l'acrotère	55
<b>Figure III.11.</b> Schéma d'escalier.	55
<b>Figure III.12.</b> La charge équivalent d'escalier à ELU	56
<b>Figure III.13.</b> Schéma ferrailage d'escalier	59
<b>Figure III.14.</b> Schéma ferrailage de la dalle machine	62
<b>FigureIV.1.</b> Vue en 3D du model obtenu par le logiciel	65
<b>FigureIV.2.</b> Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2024)	67
<b>FigureIV.3.</b> 1ere mode de déformation de la structure (Résultats Robot 2024)	68
<b>FigureIV.4.</b> 2eme mode de déformation de la structure (Résultats Robot 2024)	68
<b>FigureIV.5.</b> 3eme mode de déformation de la structure (Résultats Robot 2024)	69
<b>FigureIV.6.</b> Distribution de l'effort normal sur les voiles et les poteaux	72
<b>FigureV.1.</b> Moments max a ELU des poutres principales	81
<b>FigureV.2.</b> Moments max a ELS des poutres principales	82
<b>FigureV.3.</b> Moments max a ACC des poutres principales	82
<b>FigureV.4.</b> As travée cal des poutres principales	83
<b>FigureV.5.</b> As appuis cal de poutres principales	84
<b>FigureV.6.</b> Moments max a ELU des poutres secondaires	86
<b>FigureV.7.</b> Moments max a ELS des poutres secondaires	86
<b>FigureV.8.</b> Moments max a ACC des poutres secondaires	87
<b>FigureV.9.</b> As travée cal des poutres secondaires	89
<b>FigureV.10.</b> As appuis cal de poutres secondaires	89
<b>FigureV.11.</b> Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau de travée	91

<b>FigureV.12.</b> Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis	91
<b>FigureV.13.</b> Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée	91
<b>FigureV.14.</b> Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis	91
<b>FigureV.15.</b> As cal de poteaux 60× 60	94
<b>FigureV.16.</b> Interpolation du $\lambda_g$	96
<b>FigureV.17.</b> As cal de poteaux 50× 50	97
<b>FigureV.18.</b> Interpolation du $\lambda_g$	99
<b>FigureV.19.</b> coupe de ferrailage des poteaux 60x60	100
<b>FigureV.20.</b> coupe de ferrailage des poteaux 50x50	100
<b>FigureV.21.</b> Position des voiles	101
<b>FigureV.22.</b> diagramme des contraintes sens X	102
<b>FigureV.23.</b> diagramme des contraintes sens Y	105
<b>FigureV.24.</b> Schéma de ferrailage de voile sens X	106
<b>FigureV.25.</b> Schéma de ferrailage de voile sens Y	107
<b>Figure VI.1.</b> Méthode des bielles	112
<b>Figure VI.2.</b> Distribution des contraint à ELU	116
<b>Figure VI.3.</b> Distribution des contraint à ELS	117
<b>Figure VI.4.</b> Distribution des contraint combinaisons accidentelles	117
<b>Figure VI.5.</b> Distribution des contraint de cisaillement $\tau_{xx}$	118
<b>Figure VI.6.</b> Distribution des contraint de cisaillement $\tau_{yy}$	119
<b>Figure VI.7.</b> As cal en travée suivant Lx	122
<b>Figure VI.8.</b> As cal en travée suivant Ly	123
<b>Figure VI.9.</b> As cal sur apuui suivant Lx	124
<b>Figure VI.10.</b> As cal sur apui suivant Ly	125
<b>Figure VI.11.</b> Schéma ferrailage de radier	126
<b>Figure VI.11.</b> Disposition des armatures de longrine	127

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1.</b> Dosage et composition du béton	6
<b>Tableau I.2.</b> La résistance à la compression du béton	6
<b>Tableau I.3.</b> Module de déformation longitudinale du béton	8
<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges de l'acrotère	18
<b>Tableau II.2.</b> Evaluation des charges d'un plancher terrasse inaccessible	22
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges d'un plancher étage courant	23
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation des charges d'un porte à faux inaccessible	23
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges d'un porte à faux accessible	24
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges d'un mur extérieur	24
<b>Tableau II.7.</b> Evaluation des charges d'un mur intérieur	25
<b>Tableau II.8.</b> Evaluation des charges d'un palier	25
<b>Tableau II.9.</b> Evaluation des charges d'un paillasse	26
<b>Tableau II.10.</b> Evaluation des charges de l'ascenseur	26
<b>Tableau II.11.</b> Charge permanente poteau central	28
<b>Tableau II.12.</b> L'effort de compression ultime pour le poteau intermédiaire	30
<b>Tableau III.1.</b> Les moments à l'ELU du plancher terrasse	33
<b>Tableau III.2.</b> Effort tranchant à l'ELU	34
<b>Tableau III.3.</b> Les moments à l'ELS du plancher terrasse	35
<b>Tableau III.4.</b> L'effort tranchant à l'ELS	35
<b>Tableau III.5.</b> Les moments à l'ELU du plancher étage courant	37
<b>Tableau III.6.</b> L'effort tranchant à l'ELU	37
<b>Tableau III.7.</b> Les moments à l'ELS du plancher étage courant	38
<b>Tableau III.8.</b> L'effort tranchant à l'ELS	39
<b>Tableau III.9.</b> Schémas de ferrailage des poutrelles	45
<b>Tableau III.10.</b> Calcul des sollicitations du balcon plancher terrasse	47
<b>Tableau III.11.</b> Calcul des sollicitations du balcon étage courant	48
<b>Tableau III.12.</b> Schéma de ferrailage du balcon	50
<b>Tableau III.11.</b> Combinaisons des charges de l'escalier	56
<b>Tableau III.12.</b> Sollicitation L'ELS de l'escalier	56
<b>Tableau III.13.</b> Vérification à E.L.S.	58
<b>Tableau III.14.</b> Calcul des sollicitations	59
<b>Tableau IV.1.</b> Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot )	67
<b>Tableau IV.2.</b> Calcul le rayon de torsion	70
<b>Tableau IV.3.</b> Calcul le moment d'inertie polaire	71
<b>Tableau IV.4.</b> Les résultats de la régularité en plan	71
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification les réactions à la base statiques et dynamiques	73
<b>Tableau IV.6.</b> Résultantes distribution du des forces sismiques (sens X)	74
<b>Tableau IV.7.</b> Résultantes distribution du des forces sismiques (sens Y)	74
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification des déplacements	75
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$	76
<b>Tableau IV.10.</b> Vérification des forces normale réduit	76
<b>Tableau IV.11.</b> Vérification de renversement au sens longitudinal	77
<b>Tableau IV.12.</b> Vérification de renversement au sens transversal	77
<b>Tableau V.2.</b> Les moments max dans les poutres principales	82

<b>Tableau V.2.</b> Les moments max dans les poutres secondaires	87
<b>Tableau V.3.</b> Les sollicitations sur le poteau 60× 60	92
<b>Tableau V.4.</b> Les sollicitations sur le poteau 50× 50	95
<b>Tableau V.5.</b> Vérification au flambement des différents poteaux	98
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes normal	100
<b>Tableau V.7.</b> Vérification des contraintes de cisaillement	100
<b>Tableau V.8.</b> Les sollicitations des voiles	101
<b>Tableau VI.1.</b> Les sollicitations pour les poteaux	109
<b>Tableau VI.2.</b> Vérification de renversement au sens longitudinal	119
<b>Tableau VI.3.</b> Vérification de renversement au sens transversal	120
<b>Tableau VI.4.</b> Récapitulatif des moments $M_{xx}$ (KN.m)	120
<b>Tableau VI.5.</b> Récapitulatif des moments $M_{yy}$ (KN.m)	120

## Liste des symboles

$A_s$  : Aire d'une section d'acier.

$A'$  : Section d'aciers comprimés

$A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition

$A_{max}$  : Section d'acier maximal

$A_{min}$  : Section d'acier minimal

$S$  : Surface

$S_p$  : surface de plancher

$S_t$  : surface totale

$PP$  : poutre principale

$PS$  : poutre secondaire

$h$  : la hauteur de section

$H$  : Hauteur d'étage

$L_{max}$  : portée max de la poutre en nu

$B_r$  : aire d'une section de béton

$M_t$  : moment en travée.

$M_0$  : valeur maximale du moment dans la travée de compression

$M_e$  : la valeur absolue de moment en travée

$M_w$  : la valeur absolue de moment sur appuis

$N_u$  : effort tranchant ultime

$N_u$  : effort tranchant service

$G$  : la charge permanente

$Q$  : la charge d'exploitation

$ELU$  : état limite ultime

$ELS$  : état limite service

$ACC$  : état limite accidentelle

$h_t$  : Hauteur totale du plancher

$e$  : épaisseur d'un voile

$a$ : Une dimension (en générale longitudinal)

$b$  : largeur d'une section

$b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section

$f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de  $j$  jours

$f_{tj}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de  $j$  jours

$f_{c28}$  : Résistances à la compression du béton calculé à 28 jours

$f_{c28}$  : Résistances à la traction du béton calculé à 28 jours

$y_u$ : Position de la fibre neutre

$f_{bc} = f_{bu}$ : Résistance conventionnelle ultime à la compression

$\epsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité dans le béton

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité dans l'acier

$\theta$ : Coefficient de la durée d'application des charges

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée

$E_{vj}$  : Module de déformation différée

$\sigma_s$  : La contrainte limite ultime d'acier

$f_e$  : La limite élastique de l'acier

$E_s$ : Module d'élasticité longitudinale

$\eta$  : coefficient de fissuration

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$\mu_l$  : Moment réduit limite

$\mu_{bu}$  : moment ultime réduit

$\emptyset_t$  : diamètre des armatures transversal

$C_t$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

$\lambda$ : Coefficient de correction

**W** : poids total de la structure

**Q** : Facteur de qualité

**S** : Coefficient de site

**r<sub>x</sub>** : Rayons de torsion sens X

**r<sub>y</sub>** : Rayons de torsion sens Y

**I<sub>s</sub>** : Moment d'inertie polaire

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

**W<sub>Qi</sub>** : charge d'exploitation

**β** : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

**R** : Coefficient de comportement global de la structure

## Introduction générale

Dans le cadre de notre formation en génie civil, l'élaboration d'un mémoire de fin d'études représente une étape fondamentale qui permet de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long du cursus universitaire. Ce travail s'inscrit dans une logique de transition entre le monde académique et le milieu professionnel, en nous confrontant à des problématiques concrètes du domaine de la construction. Le présent travail porte sur l'étude d'un bâtiment de type R+8 avec deux sous-sols.

Le premier chapitre traite l'objet de présentation et description du projet et de ses caractéristiques géométriques

Au deuxième chapitre, nous procédons aux calculs de prédimensionnement des différents éléments porteurs tels que les poutres, poteaux, planchers, voiles, etc., ainsi qu'à l'évaluation des charges appliquées sur chacun de ces composants.

Au troisième chapitre, nous étudions et ferrailons les éléments secondaires de la structure, tels que les balcons, les escaliers, et les planchers selon le règlement BAEL91

Le quatrième chapitre, considéré comme l'un des plus intéressants de ce mémoire, est consacré à l'étude sismique de la structure. Cette étude sera réalisée à l'aide du logiciel d'analyse structurelle Robot Structural Analyses 2024.

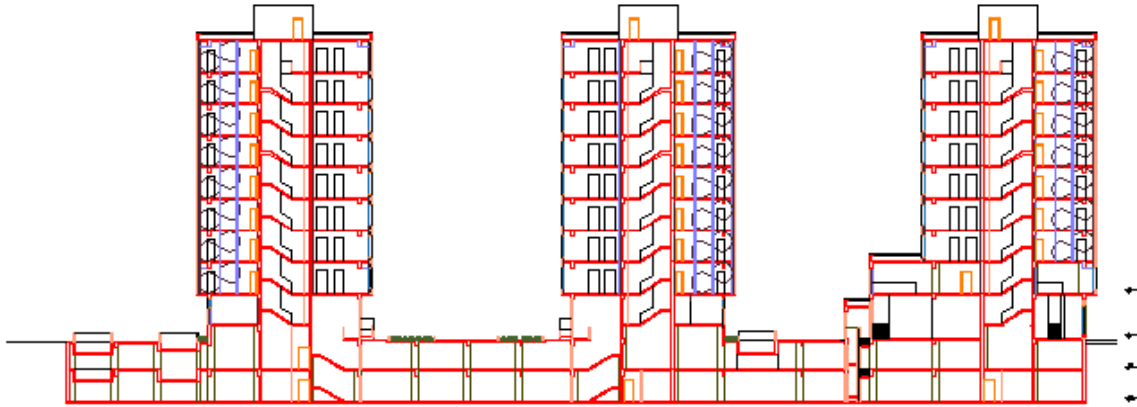
Le quatrième chapitre, considéré comme l'un des plus intéressants de ce mémoire, est consacré à l'étude sismique de la structure. Cette étude sera réalisée à l'aide du logiciel d'analyse structurelle Robot Structural Analyses 2024, en se basant sur les règlements parasismiques algériens de 2024.

Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux, tels que les poteaux, les poutres et les voiles.

Le dernier chapitre présente le calcul des fondations, en tenant compte des caractéristiques du sol et des charges transmises par la structure. Il inclut l'analyse dimensionnelle, le choix du type de fondation adapté, ainsi que les vérifications nécessaires pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

# Chapitre I

## *Présentation et caractéristiques des matériaux*



## I.1 Introduction

L'étude génie civile d'une structure en béton armé, nécessite de connaissance de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, tout ça pour l'objectif de la stabilité et la résistance pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique, pour cela on doit baser sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91modifié99, RPA2024**).

Dans ce chapitre on va présenter et décrire notre projet.

## I.2 Présentation du projet

Notre projet qu'on a fait consiste à faire l'étude génie civile de trois blocs immobiliers de 146 logements collectifs résidentiels en « **R+8 +2 sous-sol** » avec une terrasse inaccessible.

## I.3 Implantation de l'ouvrage

Ce projet est implanté à la wilaya de **BLIDA** ville de **BOUFARIK** classé d'après les règles parasismiques algériennes (RPA2024) **Zone VI**, ce projet a de type de sol : **très meuble (S4)** avec une importance de **groupe d'usage 2**.

Vue aérienne :



Figure I.1. Vue aérienne du projet

Plan de situation :

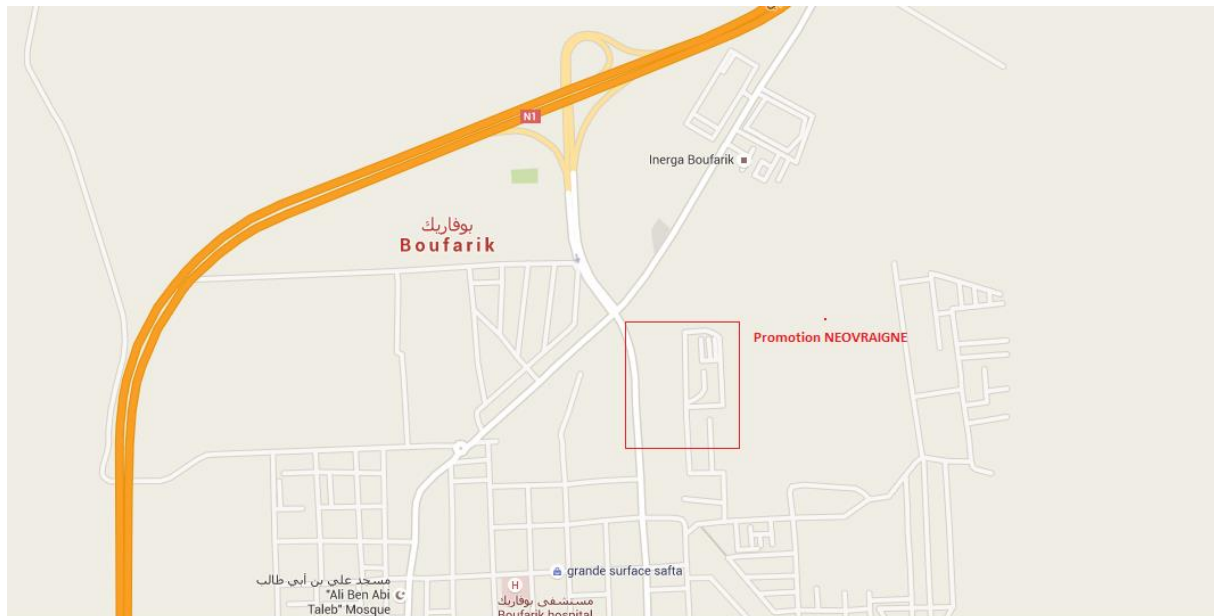


Figure II.2. Plan de situation du projet

## I.4 Description architecturale

Les bâtiments sont composés de :

- De deux sous-sols composés de parking de niveau -3.2 m et -6.12 mètres;
- D'un rez-de-chaussée composé d'un espace commercial;
- De 8 étages composés des logements;
- Hauteur RDC 4.37 mètre
- Hauteur étage courant 3.23 mètre

Les structures des bâtiments sont séparées par des joints de dilatation, coupant la structure avec les deux sous-sols.

## I.5 Les données du site géotechnique

L'étude du sol a été réalisée par laboratoire de la construction, à Blida, les caractéristiques du sol sont les suivantes :

La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_s = 1.66\text{bar}$  (d'après le rapport géotechnique)

L'ouvrage appartient au groupe à usage **2**.

Le site est considéré comme un site **très meuble S4**.

## I.6 Caractéristiques structurales de l'ouvrage

### a) Dimension en évaluation

- Hauteur totale de bâtiment **H=30.21 m**

• Hauteur totale de bâtiment + l'acrotère	H=33.11 m
• Hauteur de rez-de-chaussée	H=3.23 m
• Hauteur d'étage	h=3.23 m
• Hauteur de sous-sol 1	h= -4.33 m
• Hauteur de sous-sol 2	h= -2.92 m

#### b) Dimension en plan

• Longueur totale	L=39.6 m
• Largeur totale	L=99.41 m

### I.7 Les éléments structuraux

- **Choix de contreventement** : le contreventement de la structure est assuré par des portiques avec justification d'interaction auto stable (poteaux- poutres) en béton armé.
- **L'acrotère** : Saillie verticale encadrée à la périphérie du plancher-terrasse (de faible pente) et assurant la protection de l'étanchéité et éventuellement des personnes accédant à la terrasse.
- **Les planchers** : ce sont des aires planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués des corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi, qui forme un diaphragme horizontale rigide d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions.
- **Les poutres** : ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations.
- **Les poteaux** : ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations ( **N et Mf** ) à la base de la structure.
- **Les escaliers** : un escalier est un élément architectural ou de génie civil composé de marches ou de degrés, qui permet de monter ou descendre d'un niveau à un autre l'intérieur ou à l'extérieur d'un bâtiment, ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place.
- **La maçonnerie** : généralement en Algérie on utilise la brique creuse
  - **Mur extérieur** : doubles cloisons.
  - **Mur intérieur** : simples cloisons.
- **Revêtement** : le revêtement est constitué par :
  - Enduit en ciment pour les faces extérieures.
  - Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
  - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
  - Céramique pour les salles d'eau.
- **L'ascenseur** : est un système de transport vertical mécanisé, utilisé pour déplacer des personnes ou des charges entre les différents niveaux d'un bâtiment, composé d'une cabine et de sa machinerie.

## I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites par le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 2024.

### I.8.1 Béton

Le béton est un mélange des granulats, eau, sable formant un squelette en utilisant un dosage de ciment pour obtenir un béton résistant a la compression de 30MPa

Composants	Gravies	Sable	Ciment	Eau
Le poids	1150	850	350	175

Tableau I.1. Dosage et composition du béton

- La résistance à la compression (BAEL A.2.1.11)

	$f_{c28} \leq 40MPa$	$f_{c28} > 40MPa$
$J < 28$	$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$	$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$
$J > 28$	$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$	$f_{cj} = f_{c28}$

Tableau II.2. La résistance à la compression du béton

- La résistance caractéristique à la traction (BAEL A.2.1.12)

$$\begin{cases} f_{cj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & ; si : f_{cj} < 60MPa \\ f_{cj} = 0.275f_{cj}^{\frac{2}{3}} & ; si : f_{cj} > 60MPa \end{cases}$$

Donc on choisit la résistance du béton :  $f_{c28} = 30MPa$  ;  $f_{t28} = 2.4MPa$

#### I.8.1.1 État Limite Ultime de résistance

##### a. Diagramme contrainte – déformation (BAEL A.4.3.4)

- Parabole-rectangle

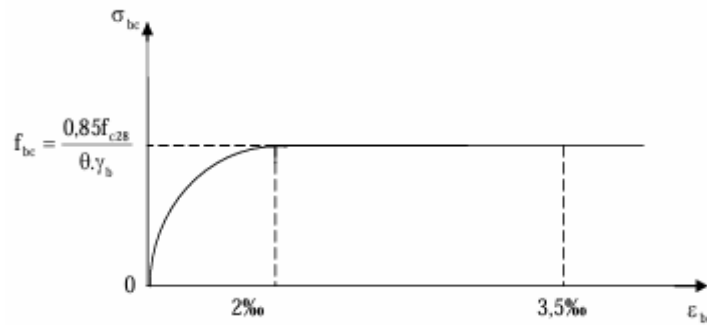


Figure III.3. Diagramme parabole-rectangle

- Rectangulaire simplifié

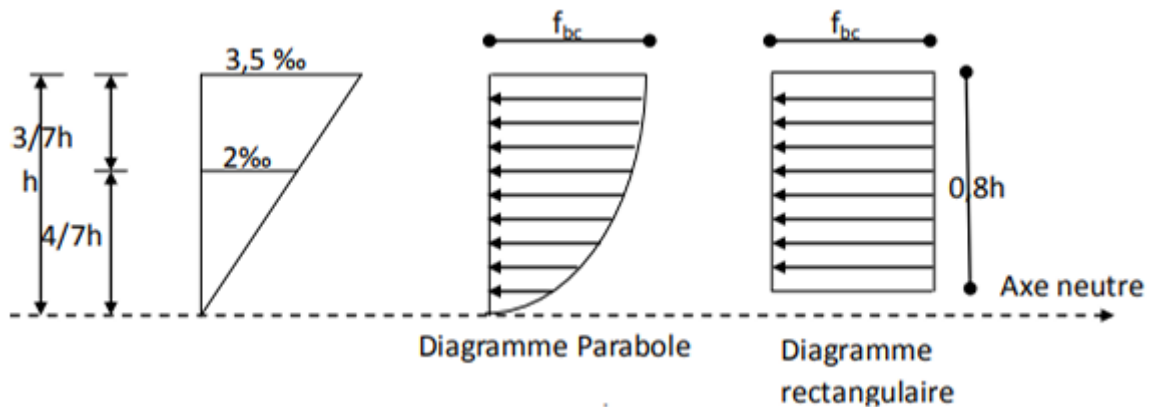


Figure I.4. Diagramme rectangulaire-simplifié

Avec :

$h$ : La hauteur totale de la section

$d$ : Hauteur utile en flexion simple

$y_u$ : Position de la fibre neutre

$f_{bc} = f_{bu}$ : Résistance conventionnelle ultime à la compression

$\epsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton, la valeur est calcul par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$f_{cj}$ : La résistance caractéristique a la compression par les jours

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$  cas generale

$\gamma_b = 1.15$  cas combinaison accidentelle

$\theta$ : Coefficient de la durée d'application des charges

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{la duree est supérieure à 24heure} \\ 0.9 & \text{la duree est comprise entre 1heure et 24heures} \\ 0.85 & \text{la duree est est inferieure à 1 heure} \end{cases}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 22.17\text{MPa}$

**I.8.1.2 État Limite service**

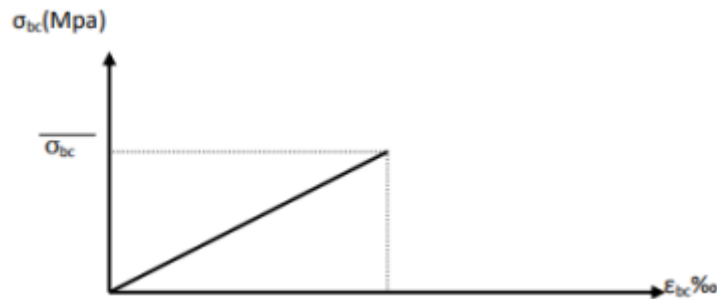


Figure I.5. Etat limite service du béton

Avec :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

- **Module de déformation longitudinale du béton E (BAEL A.2.1.2)**

Module de déformation instantanée	Module de déformation différée
$E_{ij} = 3E_{vj}$	
$E_{ij} = 11000f_{cj}^{\frac{1}{3}}$	$E_{vj} = 3700f_{cj}^{\frac{1}{3}}$

Tableau I.3. Module de déformation longitudinale du béton

Donc :  $E_{ij} = 34179.55\text{MPa}$

$E_{vj} = 11496.76\text{MPa}$

- **Déformation transversale du béton**

Elle est donnée par la formule suivante

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

**I.8.2 Acier**

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Nuance pour 0.15à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25à0.40% de carbone.

Dans le pratique on utilise les nuances d'aciers : Acier à haute adhérence fe E 500

- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :  $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$

I.8.2.1 Diagramme déformation- contrainte (BAEL A.2.2.2)

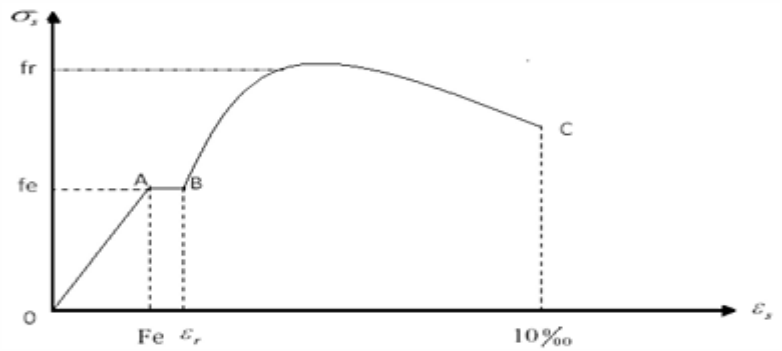


Figure I.6. Diagramme de déformation de contrainte d'acier

Avec :

La droite OA est le domaine élastique  $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

La droite AB est le palier de ductilité, pour lequel l'effort de traction égal a  $f_e$

Le point C est le point de rupture

I.8.2.2 État Limite Ultime de résistance

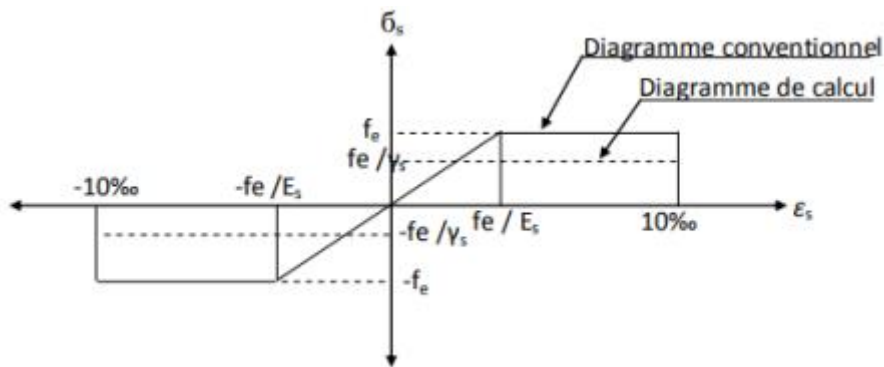


Figure I.7. Diagramme de déformation-contrainte (de calcul) d'acier

Avec :

$\sigma_s$  : La contrainte limite ultime  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$f_e$  : La limite élastique de l'acier  $f_e = 400MPa$

$\gamma_s$  : La coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour la situation accidentel} \\ 1.15 & \text{pour la situation normal} \end{cases}$$

$E_s$ : Module d'élasticité longitudinale  $E_s = 2 \times 10^5 MPa$

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_e 400$	$\sigma_s = 348MPa$	$\sigma_s = 400MPa$

Tableau I.4. Les contraintes

**I.8.2.3 État Limite service de résistance (BAEL A.4.5.32)**

Fissuration peu préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0.8 \left\{ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} \right\}$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration

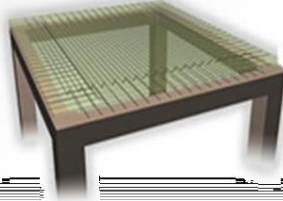
$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1.6 & \text{pour les HA} \\ 3 & \text{pour les HA de } \emptyset < 6\text{mm} \end{cases}$$

# Chapitre II

## *II Prédimensionnement des éléments*

# Pré-Dimensionnement

des éléments en **Béton Armé**



## II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est définir les dimensions des différents éléments de la structures, ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93 (Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Arme CBA93). Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

## II.2 Pré dimensionnement des poutres

La poutre structure porteuse horizontale, destine à supporter des charges, on a deux types des poutres :( principale et secondaire).

D'après le BAEL 91 :

- $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- $0.4h \leq b \leq 0.7h$

D'après RPA2024 (article 7.5.1) :

- $b \geq 25 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

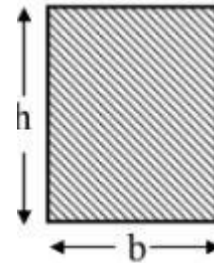


Figure II.1. Section d'une poutre

Avec :

$L_{max}$  : portée max de la poutre en nu.

$h$  : hauteur de la section.

$b$  : largeur de la section.

### II.2.1 Poutre principale

D'après le BAEL 91 :

$$\text{➤ } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \equiv \quad \frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10}$$

$$\rightarrow 38.66 \text{ cm} \leq h \leq 58 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mathbf{h = 60 \text{ cm}}$$

$$\text{➤ } 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \equiv \quad 0.4(45) \leq b \leq 0.7(45)$$

$$\rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

D'après RPA2024 :

- $b \geq 25 \text{ cm}$        $\equiv$        $b = 35 > 25\text{cm}$  — **CV**
- $h \geq 30 \text{ cm}$        $\equiv$        $h = 60 > 30\text{cm}$  — **CV**
- $h/b \leq 4$            $\equiv$        $60/35 = 1.71 < 4$  — **CV**

Donc notre poutre principale est de section :  **$(60 \times 35) \text{ cm}^2$**

## II.2.2 Poutre secondaire

D'après le BAEL 91 :

$$\text{➤ } \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \equiv \quad \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10}$$

$$\rightarrow 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

$$\text{➤ } 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \equiv \quad 0.4(40) \leq b \leq 0.7(40)$$

$$\rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

$$\rightarrow \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

D'après RPA2024 :

- $b \geq 25 \text{ cm}$        $\equiv$        $b = 30 > 25\text{cm}$  — **CV**
- $h \geq 30 \text{ cm}$        $\equiv$        $h = 45 > 30\text{cm}$  — **CV**
- $h/b \leq 4$            $\equiv$        $40/30 = 1.5 < 4$  — **CV**

Donc notre poutre secondaire est de section :  **$(45 \times 30) \text{ cm}^2$**

## II.3 Pré dimensionnement du plancher

Ouvrage de charpente, de menuiserie ou de maçonnerie formant une surface plane qui constitue le sol d'un local et l'élément séparatif des étages d'une construction. La partie inférieure est appelé plafond.

### II.3.1 Plancher à corps creux

$$\triangleright \frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20} \quad \equiv \quad \frac{435}{25} \leq ht \leq \frac{435}{20}$$

$$\rightarrow 17.4 \text{ cm} \leq ht \leq 21.75 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mathbf{h_t = 20 \text{ cm} = (16 + 4) \text{ cm}}$$

$L_{max}$  : Portée max entre nus dans le sens considéré.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

#### II.3.1.1 Condition de flèche

Les planchers sont composés de poutrelles préfabriquées combinées à des éléments creux. Pour le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles, on utilisera la formule empirique suivante:

D'après BAEL91 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{435}{22.5} \rightarrow h_t = 20 > 19.33 \text{ cm} \text{ — CV}$$

Soit  $h_t = 20 \text{ cm}$  alors : **4cm de dalle de compression ;**

**16cm de corps creux**

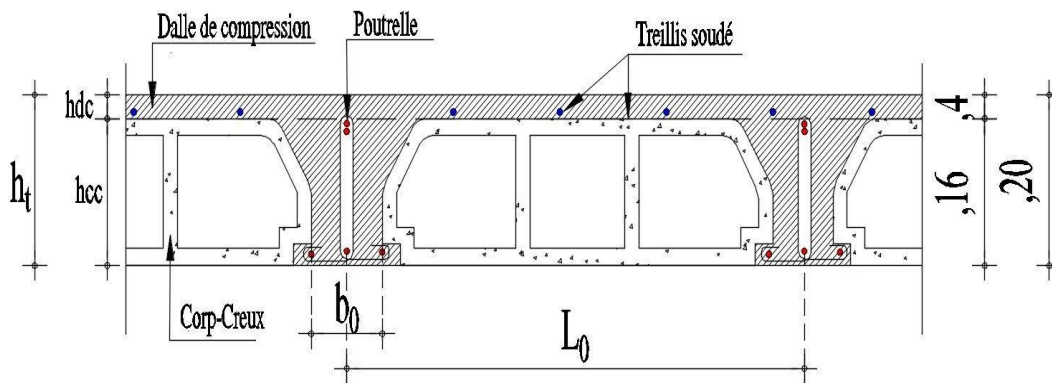


Figure II.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

#### II.3.1.2 Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont positionnées selon la portée la plus courte et fonctionnent comme une section en T soumise à une flexion simple. Elles ont pour rôle de transférer les charges, qu'elles soient réparties ou concentrées, vers les poutres principales.

Selon BAEL91 :

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0\right) = \frac{b - b_0}{2}$$

$$\text{Et : } 0.3e \leq b_0 \leq 0.8e$$

$$0.3 * 20 \leq b_0 \leq 0.8 * 20$$

$$6\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$$

Alors :  **$b_0 = 10\text{cm}$**

On a :  **$b = 65\text{cm}$**

$$\text{Alors : } b_1 = \frac{65-10}{2} = 27.5\text{cm}$$

Donc :  **$b_1 = 27.5\text{cm}$**

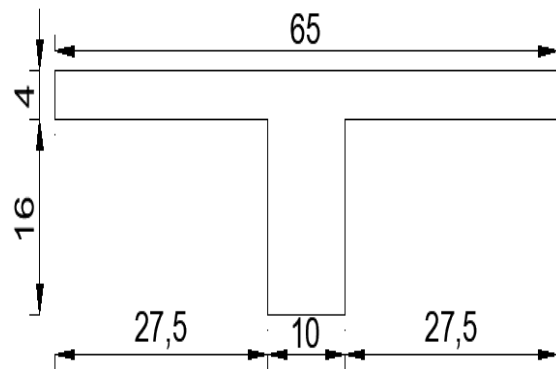


Figure II.3. Coupe transversale poutrelle.

### II.3.2 Plancher à dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

**Critère de résistance à la flexion :**

$$e \geq \frac{Lx}{20} \rightarrow \text{pour les dalles isostatiques.}$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \rightarrow \text{Pour les dalles sur deux, trois ou quatre appuis ayant } (\rho < 4).$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \text{Pour les dalles sur deux, trois ou quatre appuis ayant } (\rho \geq 0.4).$$

$Lx$  : la plus petite dimension du panneau de dalle.

On a :  $Lx = 470 \text{ cm}$

$$\text{Alors : } \frac{470}{35} \leq e \leq \frac{470}{30}$$

$$\text{Donc : } 13.42 \leq e \leq 15.66$$

**Critère de coupe-feu :**

$$e \geq 7\text{cm} \rightarrow \text{pour 1 heure de coup de feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \rightarrow \text{Pour 2 heures de coup de feu.}$$

$$e \geq 14\text{cm} \rightarrow \text{Pour 4 heures de coup de feu.}$$

**Critère d'isolation phonique :**

Selon les règles, l'épaisseur des planchers doit être supérieure ou égale à 13 cm ( $e$ ) pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc On prend : **e = 15cm**

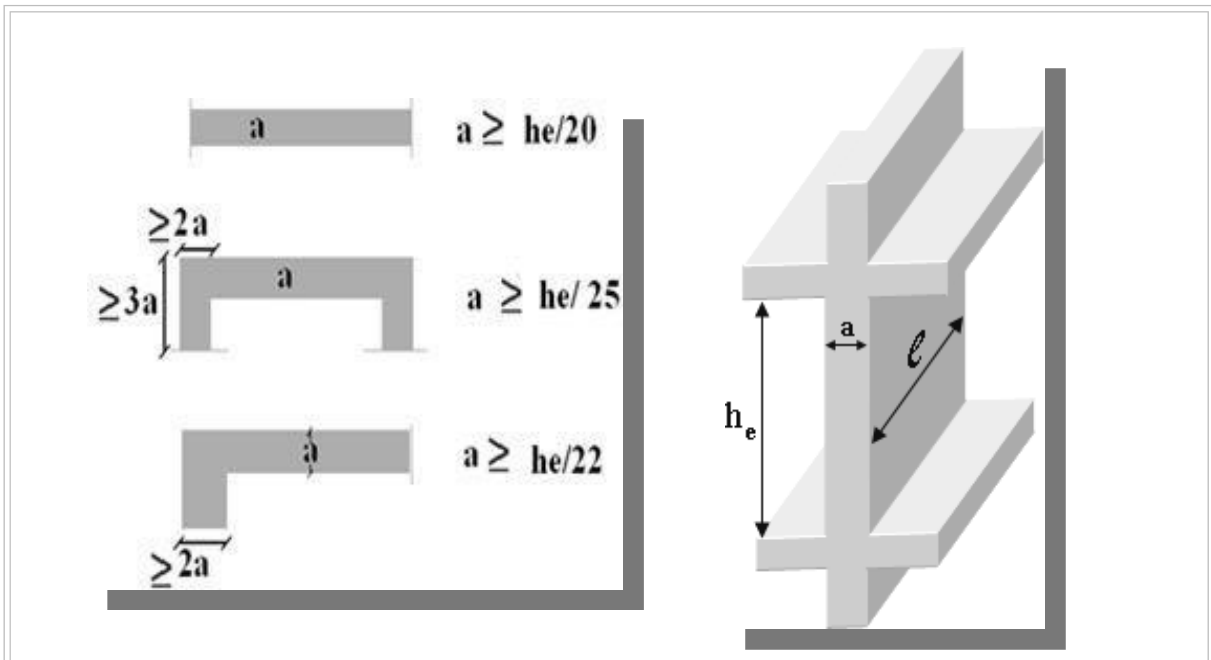
### II.4 Prédimensionnement des voiles

Un voile en béton armé est une paroi verticale et mince en béton, renforcée par des armatures en acier. Il est utilisé pour assurer la stabilité et la résistance des structures, notamment contre les charges verticales et horizontales (vent, séisme). Les voiles sont couramment employés dans les bâtiments pour former des murs porteurs ou de contreventement, contribuant à la rigidité et à la durabilité de l'ouvrage.

**D'après RPA2024 (article lo. 1.2) :**

L'épaisseur minimale d'un voile doit être **15cm**.

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



**Figure II.4.** Section réduite du voile

$$e \geq \max\left(15cm; \frac{h_e}{20}\right)$$

Avec :

$h_e$ : hauteur libre d'étage

e : épaisseur d'un voile

➤ **Au niveau de sous-sol 1 :**

$h_e = 388cm$

$$e \geq \max\left(\frac{388}{20}; 15cm\right)$$

$$e \geq \max(19.4; 15cm)$$

$$e = 19.4cm$$

➤ Au niveau de sous-sol 2 :

$$h_e = 247cm$$

$$e \geq \max\left(\frac{252}{20}; 15cm\right)$$

$$e \geq \max(12.35; 15cm)$$

$$e = 15cm$$

➤ Au niveau de RDC :

$$h_e = 278cm$$

$$e \geq \max\left(\frac{278}{20}; 15cm\right)$$

$$e \geq \max(13.9; 15cm)$$

$$e = 15cm$$

➤ Au niveau des étages courants :

$$h_e = 278cm$$

$$e \geq \max\left(\frac{278}{20}; 15cm\right)$$

$$e \geq \max(13.9; 15cm)$$

$$e = 15cm$$

Donc on prend pour tous les niveaux une épaisseur de voile :  $e = 15cm$  et pour sous-sol 1 :

$$e = 20cm$$

## II.5 Prédimensionnement de l'acrotère

Un acrotère est un petit mur ou parapet situé en bordure d'une toiture, d'une terrasse ou d'un balcon. Il est réalisé en béton armé pour assurer sa résistance mécanique. L'acrotère a plusieurs fonctions : il sert de garde-corps pour la sécurité, protège contre les chutes, et peut également jouer un rôle esthétique en habillant les bords de la structure.

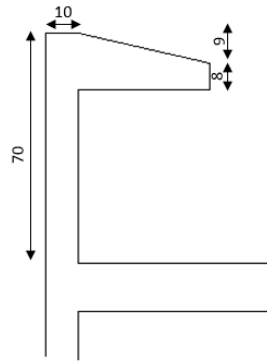


Figure IV.5. Dimensions d'un acrotère

Terrasse inaccessible	
La surface de l'acrotère S	$S = 0.7 \times 0.1 + 0.4 \times 0.08 + 0.4 \times 0.09 \times 0.5 = 0.12 \text{ m}^2$
Le poids propre de l'acrotère G	$G = 0.12 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Tableau II.1. Evaluation des charges de l'acrotère

Avec :

S : la surface de l'acrotère.

G= le poids propre.

### II.6 Prédimensionnement des escaliers

Un escalier est une construction architecturale composée d'une série de marches permettant de relier différents niveaux ou étages d'un bâtiment. Il sert à faciliter la circulation verticale entre les espaces.

- Emmarchement : la longueur d'une marche
- Le giron "g" : la largeur d'une marche
- Marche : Surface horizontale sur laquelle repose le pied
- Contre marche : la hauteur d'une marche "h "
- Le paillasse : la dalle pleine qui monte sans les marches
- Palier : Plate-forme située au départ et à l'arrivée de chaque volée%

**Les dimensions des escaliers : sous-sol et secours :** les deux volées sont les mêmes :

Pour dimensionnées les marches (g) et les contre marche (h) on utilise généralement les formules de « **BLONDEL** » :  $59\text{cm} \leq 2h \leq 66\text{cm}$

et  $g = \frac{L_0}{n-1}$

**Calcul du giron :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{8-1} = 30\text{cm}$$

Généralement on prend :

$$g+2h = 64\text{cm} \text{ et } 14 \leq h \leq 18 \text{ et } 2 \leq g \leq 32$$

On choisit  $h = 17\text{cm}$

**Nombre de marche et de contre marche :**

D'après notre plan :

Le nombre de contre marche est :  $n = 8$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 7$

**Calcul épaisseur du paillasse :**

$$L = L_p + L_v$$

$$L = 90 + \sqrt{210^2 + 161.5^2} + 154 = 509\text{m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} = \frac{509}{30} \leq e \leq \frac{509}{20} \rightarrow 16.96 \leq e \leq 25.45$$

Donc on prend :  $e = 20\text{cm}$

**Calcul angle de raccordement  $\alpha$  :**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H_0}{L_0} \right) = \tan^{-1} \frac{1.615}{2.1} = 37.56^\circ$$

**Les dimensions des escaliers : RDC :** on a une seule volée :

Pour dimensionnées les marches (g) et les contre

marche (h) on utilise généralement les formules de « **BLONDEL** » :

$$59\text{cm} \leq 2h \leq 66\text{cm} \text{ et } g = \frac{L_0}{n-1}$$

**Calcul du giron :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{180}{7-1} = 30\text{cm}$$

Généralement on prend :

$$g+2h = 64\text{cm} \text{ et } 14 \leq h \leq 18 \text{ et } 2 \leq g \leq 32$$

On choisit  $h = 17\text{cm}$

**Nombre de marche et de contre marche :**

D'après notre plan :

Le nombre de contre marche est :  $n = 7$ .

Le nombre de marche est :  $n - 1 = 6$

**Calcul épaisseur du paillasse :**

$$L = L_p + L_v$$

$$L = 174 + \sqrt{180^2 + 1.13^2} = 415.83m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} = \frac{415.8}{30} \leq e \leq \frac{415.8}{20} \rightarrow 13.86 \leq e \leq 20.79$$

Donc on prend :  **$e = 20cm$**

**Calcul angle de raccordement  $\alpha$  :**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H_0}{L_0} \right) = \tan^{-1} \frac{1.615}{1.8} = \mathbf{41.89^\circ}$$

**Les dimensions des escaliers de balance :**

Volée 1 :

$$L_1 = (30 \cdot 40) + 39.01 + 62.08 + 49 = 270cm$$

$$H_1 = 8 \cdot 17 = 136cm$$

**Calcul angle de raccordement  $\alpha$  :**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H_1}{L_1} \right) = \tan^{-1} \frac{136}{270} = \mathbf{26.73^\circ}$$

**Calcul épaisseur du paillasse :**

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{270}{\cos(26.73)} = 302.31cm$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} = \frac{302.31}{30} \leq e \leq \frac{302.31}{20} \rightarrow 10.07 \leq e \leq 15.115$$

Donc on prend :  **$e = 15cm$**

Volée 2 :

$$L_1 = (30 \cdot 40) + 39.01 + 62.08 + 49 = 270cm$$

$$H_1 = 5 \cdot 17 = 85cm$$

**Calcul angle de raccordement  $\alpha$  :**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H_1}{L_1} \right) = \tan^{-1} \frac{85}{270} = \mathbf{17.47^\circ}$$

**Calcul épaisseur du paillasse :**

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{270}{\cos(17.47)} = 283.05 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} = \frac{283.05}{30} \leq e \leq \frac{283.05}{20} \rightarrow 9.43 \leq e \leq 14.15$$

Donc on prend : **e = 15cm**

Volée 3 : même étapes et résultats du volée 1.

## II.7 Prédimensionnement de l'ascenseur

L'ascenseur est un système de transport vertical mécanisé, utilisé pour déplacer des personnes ou des charges entre les différents niveaux d'un bâtiment, composé d'une cabine et de sa machinerie.

### II.7.1 Caractéristiques de l'ascenseur

$L_x$  : largeur d'ascenseur  $L_x = 1.6m$

$L_y$  : longueur d'ascenseur  $L_y = 1.6m$

H : hauteur d'ascenseur  $H=2.2m$

$F_C$  : Charge due à la cuvette =145KN

$P_m$  : Charge due à l'ascenseur =15KN

$D_m = 51KN$ . La charge nominale est de 630kg.

V : La vitesse =1m/ s.

### II.7.2 Prédimensionnement

La surface de passage d'ascenseur :  $S = 1.60 \times 1.60 = 2.56m^2$

### II.7.3 Vérification :

- **Résistance à la flexion**

$$\frac{L_x}{50} \leq e_x \leq \frac{L_y}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{160}{50} \leq e_x \leq \frac{160}{40} \quad \rightarrow \quad 3.2cm \leq e_x \leq 4cm$$

- **Condition de l'E.N. A**

D'après l'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A), l'épaisseur de la dalle machine est :

$$e \geq 25cm$$

$$\frac{e}{L_x} > \frac{M_t}{20M_x}, \quad \text{avec : } M_t = 0.85M_0$$

$$\text{Alors : } e > \frac{M_t \cdot L_x}{20M_x} \quad \rightarrow \quad \frac{0.85M_0 \cdot L_x}{20M_0} \quad \rightarrow \quad e > 6.8cm$$

Donc : **e = 25cm**

## II.8 Evaluation des charges et des surcharges

L'objectif de la descente des charges est d'identifier et de répartir les charges et surcharges supportées par chaque élément porteur d'une structure. Elle permet également d'évaluer les forces agissant sur un élément de construction, ce qui est essentiel pour effectuer son prédimensionnement.

### II.8.1 Plancher terrasse inaccessible

D'après DTR BC 2.2 :

Charge permanente :

Composants	Epaisseur	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	Charges (KPa)
Protection gravillon	0.05	20	1
Etanchéités multicouches	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Plancher à corps creux	(16+4)		2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G = 6.37</b>

Tableau II.2. Evaluation des charges d'un plancher terrasse inaccessible

Charges d'exploitation : Le plancher terrasse est inaccessible  $Q = 1\text{KPa}$

II.8.2 Plancher étage courant

D'après DTR BC 2.2 :

Charge permanente :

Composants	Epaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KPa)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher corps creux	(16+4)		2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison en brique (10cm)	0.1	9	0.9
			<b>G = 5.33</b>

Tableau II.3. Evaluation des charges d'un plancher étage courant

Charges d'exploitation : Le plancher étage courant **Q=1.5KPa**

II.8.3 Plancher terrasse inaccessible (porte à faux - dalle pleine)

D'après DTR BC 2.2 :

Charge permanente :

Composants	Epaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KPa)
Protection gravillon	0.05	20	1
Etanchéités multicouches	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Dalle pleine	15		3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G = 7.27</b>

Tableau II.4. Evaluation des charges d'un porte à faux inaccessible

Charges d'exploitation : Le plancher terrasse est inaccessible **Q =1KPa**

**II.8.4 Plancher étage courant (porte à faux - dalle pleine)**

D'après DTR BC 2.2 :

Charge permanente :

Composants	Epaisseur	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	Charges (KPa)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	15		3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G = 5.33</b>

Tableau II.5. Evaluation des charges d'un porte à faux accessible

Charges d'exploitation : Le plancher étage courant **Q= 3.5KPa**

**II.8.5 Maçonnerie**

Mur extérieur

D'après DTR BC 2.2 :

Charge permanente :

Composants	Epaisseur	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	Charges (KPa)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Brique creux	0.15	9	1.35
Brique creux	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G=2.81</b>

Tableau II.6. Evaluation des charges d'un mur extérieur

**Mur intérieur**

D'après DTR BC 2.2 :

Charge permanente :

Composants	Epaisseur	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	Charges (KPa)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creux	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G = 1.3</b>

Tableau III.7. Evaluation des charges d'un mur intérieur

**II.8.6 Les escaliers**

**Palier**

D'après DTR BC 2.2 :

Charge permanente :

Composants	Epaisseur	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	Charges (KPa)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			<b>G = 5.49</b>

Tableau II.8. Evaluation des charges d'un palier

Charges d'exploitation :  $Q=2.5\text{KN/m}^2$

**Paillasse**

D'après DTR BC 2.2 :

Charge permanente :

Composants	Epaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KPa)
Carrelage	0.02	22	<b>0.44</b>
Mortier de pose	0.02	20	<b>0.4</b>
Lit de sable	0.03	18	<b>0.54</b>
Marche	0.17/2	25	<b>2.13</b>
Paillasse (dalle pleine)	0.15	25	<b>3.75</b>
Grande de corps			<b>0.1</b>
Enduit en ciment	0.02	18	<b>0.36</b>
			<b>G = 7.72</b>

Tableau II.9. Evaluation des charges d'un paillasse

Charges d'exploitation : Q=2.5KN/m<sup>2</sup>

**II.8.7 L'ascenseur**

D'après DTR BC 2.2 :

Charge permanente :

Composants	Epaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KPa)
Dalle en béton armé	0.25	25	<b>6.25</b>
Revêtement	0.05	22	<b>1.1</b>
La machine	$\frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.56}$		<b>56.64</b>
			<b>G=63.99</b>

Tableau II.10. Evaluation des charges de l'ascenseur

Charges d'exploitation :

$$Q = Q_1 + Q_2$$

Avec

$$\begin{cases} Q_1 = 1KPa \\ Q_2 = \frac{Q'}{S} ; Q' : \text{charge en fonction du nombre des personnes} \end{cases}$$

Alors :  $Q = 1 + \frac{6.3}{2.56} = 3.46KPa$

**II.8.8 Poteau central**

**II.8.8.1 La surface totale**

$$S_t = (2.175 + 0.35 + 2.025) \times (2.9 + 2.9 + 0.3)$$

$$S_t = 27.7555m^2$$

La surface de plancher

$$S_p = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_p = (2.175 \times 2.9) \times 2 + (2.025 \times 2.9) \times 2$$

$$S_p = 24.36m^2$$

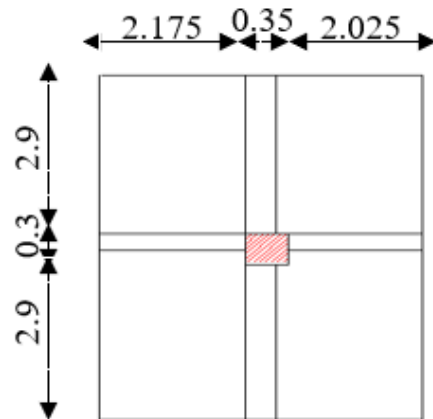


Figure V.6. Poteau central

**II.8.8.2 Evaluation des charges**

Charge permanente

Niveau	Element	G(kN)
9eme	Plancher	= 2.7 × 4.3 × 6.37=73.96
	Poutre principale	= 0.60 × 0.35 × 25 × 5.8 = 30.45
	Poutre secondaire	= 0.45 × 0.3 × 25 × 5 = 16.875
	Poteau	= 0.5 × 0.5 × 25 × 2.92 = 18.25
<b>G = 139.535</b>		
8eme	Plancher	= 24.36 × 6.37=155.17
	Poutre principale	= 0.60 × 0.35 × 25 × 5.8 = 30.45
	Poutre secondaire	= 0.45 × 0.3 × 25 × 4.2 = 14.175
	Poteau	= 0.5 × 0.5 × 25 × 3.23 = 20.19
<b>G = 219.985</b>		
Les 7 étages	Plancher	= 24.36 × 5.33 = 129.83

	<b>Poutre principale</b>	= $0.60 \times 0.35 \times 25 \times 5.8 = 30.45$
	<b>Poutre secondaire</b>	= $0.45 \times 0.3 \times 25 \times 4.2 = 14.175$
	<b>Poteau</b>	= $0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.23 = 20.19$
<b>G = 194.645</b>		
<b>RDC</b>	<b>Plancher</b>	= $24.36 \times 5.33 = 129.83$
	<b>Poutre principale</b>	= $0.60 \times 0.35 \times 25 \times 5.8 = 30.45$
	<b>Poutre secondaire</b>	= $0.45 \times 0.3 \times 25 \times 4.2 = 14.175$
	<b>Poteau</b>	= $0.5 \times 0.5 \times 25 \times 3.24 = 20.25$
<b>G = 194.705</b>		
<b>S-sol1</b>	<b>Plancher</b>	= $24.36 \times 5.33 = 129.83$
	<b>Poutre principale</b>	= $0.60 \times 0.35 \times 25 \times 5.8 = 30.45$
	<b>Poutre secondaire</b>	= $0.45 \times 0.3 \times 25 \times 4.2 = 14.175$
	<b>Poteau</b>	= $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 3.2 = 28.8$
<b>G = 203.25</b>		
<b>S-sol2</b>	<b>Plancher</b>	= $24.36 \times 5.33 = 129.83$
	<b>Poutre principale</b>	= $0.60 \times 0.35 \times 25 \times 5.8 = 30.45$
	<b>Poutre secondaire</b>	= $0.45 \times 0.3 \times 25 \times 4.2 = 14.175$
	<b>Poteau</b>	= $0.6 \times 0.6 \times 25 \times 2.92 = 26.28$
<b>G = 200.73</b>		
<b>Totale</b>	<b>G<sub>t</sub> = 2320.72</b>	

Tableau II.11. Charge permanente poteau central

**Charge d'exploitation**

$$Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_0 + Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

$$Q = 11.61 + \frac{3+12}{2 \times 12} (11.61 \times 1 + 11 \times 1.5 \times 27.775) = 305.29KN$$

➤ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante

Selon les règles BAEL 91 (article B.8.4.1)

$$N_u \leq \alpha \left[ \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left( \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

Avec :  $N_u = 1.35G + 1.5Q$

$A_s$ : section d'armatures comprimées

$\alpha$ : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement  $\lambda$

Pour  $\lambda \leq 50$  :  $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  (pour les poteaux rectangulaires)

$l_f$ : Longueur de flambement. BAEL91 (Article B.8.3.31)  $l_f = 0.7L_0$

$L_0$ : hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

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

$I$ : moment d'inertie de la section  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

➤ **Vérification du Poteau au niveau du sous-sol**

$L_0 = 2.92 - 0.6 = 2.32m$  ;  $l_f = 1.624m$  ;  $I = 0.0108m^4$  ;  $i = 0.173$

Alors :  $\lambda = 9.38 < 50$

Donc :  $\alpha = 0.83$

En pose  $B_{r1} = (a - 0.02) \cdot (b - 0.02) = (0.6 - 0.02)(0.6 - 0.02) = 0.3364m^2$

$B_{r2} = (a - 0.02) \cdot (b - 0.02) = (0.5 - 0.02)(0.5 - 0.02) = 0.2304m^2$

Avec :  $\bar{N}_{u1} = \alpha \left[ \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left( \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right] = 0.83 \times \left[ \left( \frac{0.3364 \times 30}{0.9 \times 1.5} \right) + \left( \frac{0.36 \times 400}{1.15} \right) \right] = 110.13MN$

$\bar{N}_{u2} = \alpha \left[ \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left( \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \right] = 0.83 \times \left[ \left( \frac{0.2304 \times 30}{0.9 \times 1.5} \right) + \left( \frac{0.25 \times 400}{1.15} \right) \right] = 76.423MN$

D'après CBA93 (article B.8.11) : l'effort de compression ultime  $N_u$  ; pour poteau intermédiaire on doit majorer 15%

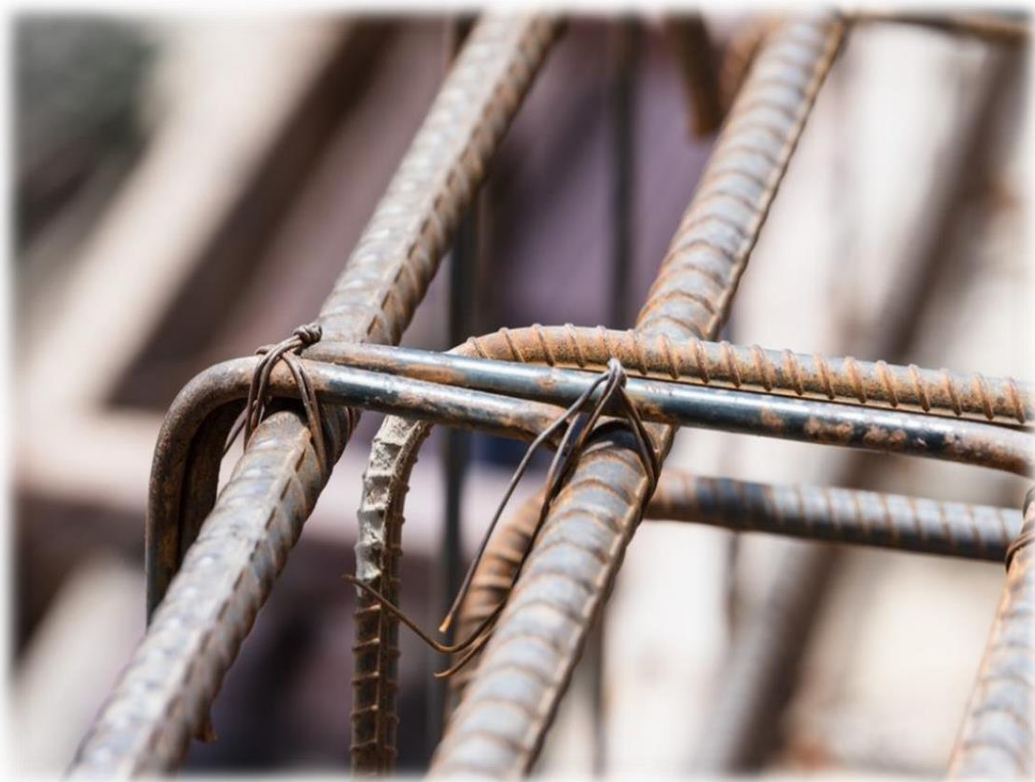
Niveau	$N_u$	$\bar{N}_u$	Condition
--------	-------	-------------	-----------

<b>9 ème</b>	205.78	76423	C.V
<b>8 eme</b>	323	76423	C.V
<b>7eme</b>	301.82	76423	C.V
<b>6eme</b>	301.82	76423	C.V
<b>5eme</b>	301.82	76423	C.V
<b>4eme</b>	301.82	76423	C.V
<b>3eme</b>	301.82	76423	C.V
<b>2eme</b>	301.82	76423	C.V
<b>1ere</b>	301.82	76423	C.V
<b>RDC</b>	301.91	76423	C.V
<b>s-sol1</b>	313.44	110130	C.V
<b>s-sol2</b>	310.04	110130	C.V

**TableauII.12.** L'effort de compression ultime pour le poteau intermédiaire.

# *Chapitre III*

## *III Etude des éléments secondaires*



### III.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'étudier les éléments secondaires de la structure, tels que les planchers, les balcons, l'acrotère et les escaliers. Il s'agit de déterminer les sections d'acier nécessaires à leur dimensionnement, tout en assurant la vérification des contraintes ainsi que de l'état de déformation.

### III.2 Étude des planchers

#### III.2.1 Choix de la méthode de calculs

On peut utiliser deux méthodes simplifiées de calculs des poutres continues de planchers

- La méthode forfaitaire : par les éléments supportant des charges d'exploitations modérées.
- La méthode de Caquot : pour les éléments supportant des charges d'exploitations enlevées

#### III.2.2 Détermination des efforts internes

##### III.2.2.1 La méthode forfaitaire :

Elle peut être utilisée sous réserve de remplir toutes les conditions suivantes

- Les charges d'exploitation  $Q$  sont modérées :  $Q \leq \max\left(2G; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$  .....C.V
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable..... C.V
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 à 1.25 ..... C.V
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.....C.V

Alors la méthode forfaitaire est applicable

##### III.2.2.2 Principe de la méthode forfaitaire

Les valeurs des moments doivent vérifier les conditions suivantes, d'après BAEL 91

$$M_t + \frac{|M_w| + |M_e|}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \text{ ..... travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \text{ .....travée de rive}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

**M<sub>w</sub>** et **M<sub>e</sub>** : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

**M<sub>t</sub>** : moment en travée.

**M<sub>0</sub>** : valeur maximale du moment dans la travée de compression.

- Plancher de terrasse : **G=6.37KN/m<sup>2</sup>** ; **Q=1KN/m<sup>2</sup>**
- Plancher étage courant : **G=5.33KN/m<sup>2</sup>** ; **Q=1.5KN/m<sup>2</sup>**

III.2.2.3 Calcul de sollicitations

A-Plancher de terrasse

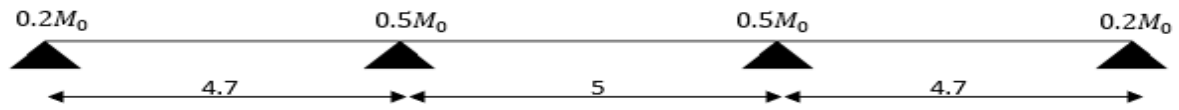


Figure VI.1 Schéma statique de poutrelle

Avec :

Le moment statique :  $M_0 = \frac{q \times l_x^2}{8}$

$$M_t = \max \begin{cases} M_t \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Trave de rive} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Trave intermediaire} \end{cases}$$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6.37+1} = 0.135$  ;  $(1 + 0.3\alpha) = 1.0405$  ;  $(1.2 + 0.3\alpha) = 1.2405$

E.L.U:  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.37 + 1.5 \times 1 = 10.09\text{KN/ml}$

La réputation de la charge :  $q_u = 0.65 \times 10.09 = 6.56\text{KN/ml}$

Schéma statique						
	Travée	4.7		5		4.7
Moment statique	18.10KN.m		20.49KN.m		18.10KN.m	
Moment sur Appuis (KN.m)	3.62	9.05	10.245	10.245	9.05	3.62
$1.05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	12.67		11.27		12.67	
$(1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$ ; $(1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$	11.22		10.66		11.22	
$M_{t,max}$	12.67		11.27		12.67	

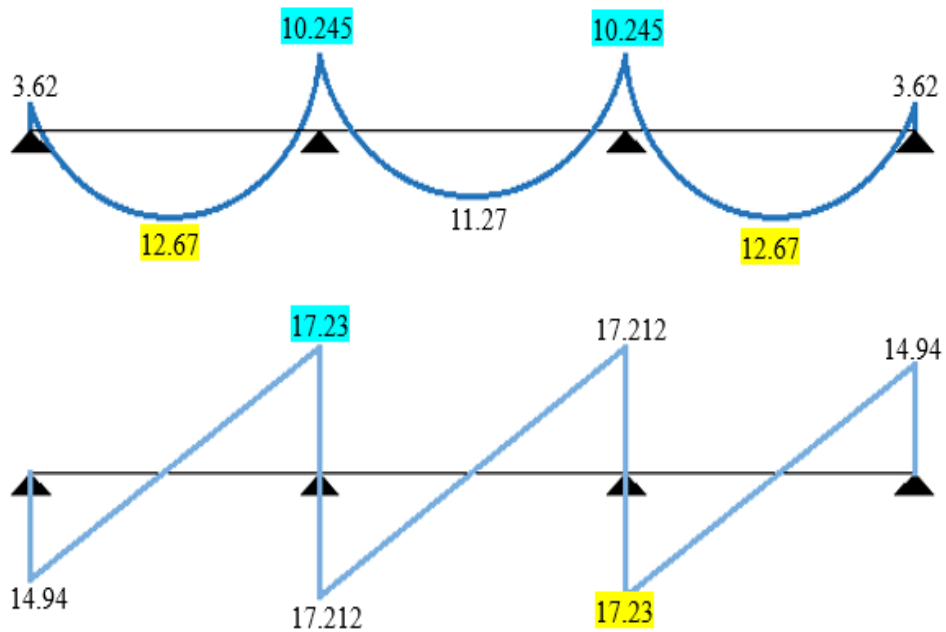
Tableau III.1. Les moments à l'ELU du plancher terrasse

Effort tranchant

D'après BAEL :

Schéma statique							
		4.7		5		4.7	
Travée		4.7		5		4.7	
Moment sur appuis		3.62	9.05	10.245	10.245	9.05	3.62
Moment sur trave		12.67		11.27		12.67	
Effort tranchant sur appuis	Vw	-14.94		-17.212		-17.23	
	Ve	17.23		17.212		14.94	
X <sub>0</sub>		2.18		2.5		2.18	

Tableau III.2. Effort tranchant à l'ELU



$$E.L.S : q_{ser} = G + Q = 6.37 + 1 = \frac{7.37KN}{ml}$$

$$La\ réputation\ des\ charges : q_{ser} = 7.37 \times 0.65 = 4.79 \frac{kN}{ml}$$

Schéma statique						
	Travée	4.7		5		4.7
Moment statique	13.23KN.m		14.97KN.m		13.23KN.m	
Moment sur Appuis (KN.m)	2.65	6.62	7.49	7.49	6.62	2.65
$\frac{1.05M_0}{2} + \frac{M_w + M_e}{2}$	9.26		8.23		9.26	
$(1.2 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2}$ ; $(1 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2}$	8.21		7.79		8.21	
$M_{t.max}$	9.26		8.23		9.26	

Tableau III.3. Les moments à l'ELS du plancher terrasse

Effort tranchant

Schéma statique						
	Travée	4.7		5		4.7
Moment sur appuis	2.65	6.62	7.49	7.49	6.62	2.65
Moment sur trave	9.26		8.23		9.26	
Effort tranchant sur appuis	Vw	-10.93		-12.58		-12.65
	Ve	12.65		12.58		10.93
$X_0$	2.18		2.5		2.52	

Tableau III.4. L'effort tranchant à l'ELS

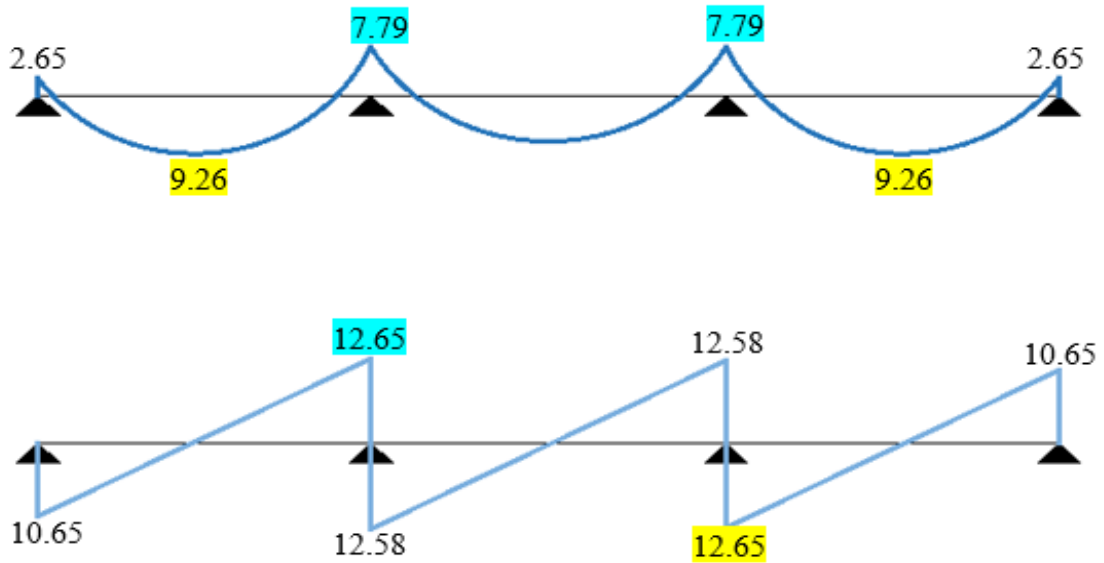


Figure III.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS

**B-Plancher étage courant**

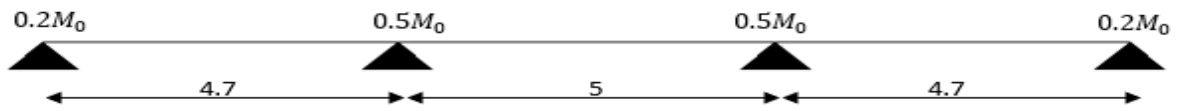


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle

Avec :

Le moment statique :  $M_0 = \frac{q \times l_x^2}{8}$

$$M_t = \max \begin{cases} M_t \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Trave de rive} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots \dots \dots \text{Trave intermediaire} \end{cases}$$

$\alpha = \frac{q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.33+1.5} = 0.219$  ;  $(1 + 0.3\alpha) = 1.0657$  ;  $(1.2 + 0.3\alpha) = 1.2657$

**E.L.U** :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 1.5 = \frac{9.45KN}{ml}$

La réputation de la charge :  $q_u = 0.65 \times 10.09 = \frac{6.14kN}{ml}$

Schéma statique						
	Travée	4.7		5		4.7
Moment statique	16.95KN.m		19.19KN.m		16.95KN.m	
Moment sur Appuis (KN.m)	3.39	8.48	9.6	9.6	8.48	3.39
$\frac{1.05M_0}{2} + \frac{M_w + M_e}{2}$	11.86		10.55		11.86	
$(1.2 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2}$ ; $(1 + 0.3\alpha)\frac{M_0}{2}$	11.22		10.23		11.22	
$M_{t.max}$	11.86		10.55		11.86	

Tableau III.5. Les moments à l'ELU du plancher étage courant

Effort tranchant

D'après BAEL :

Schéma statique						
	Travée	4.7		5		4.7
Moment sur appuis	3.39	8.48	9.6	9.6	8.48	3.39
Moment sur trave	11.86		10.55		11.86	
Effort tranchant sur appuis	Vw	-14		-16.12		-16.14
	Ve	16.14		16.12		14
$X_0$	2.18		2.5		2.52	

Tableau III.6. L'effort tranchant à l'ELU

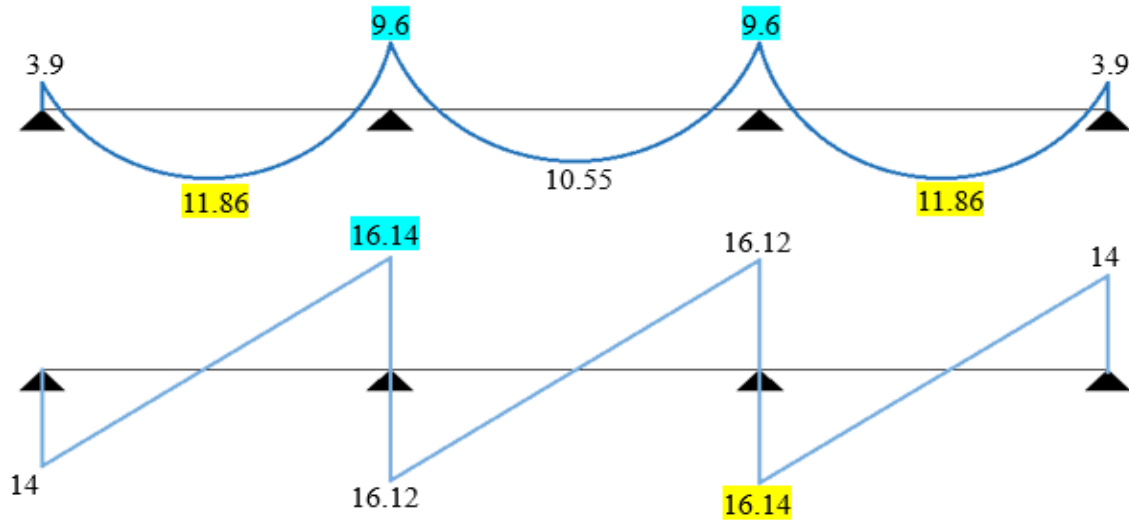


Figure III.5. Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

E.L.S :  $q_{ser} = G + Q = 5.33 + 1.5 = 6.83kN/ml$

La réputation des charges :  $q_{ser} = 6.83 \times 0.65 = 4.44kN/ml$

Schéma statique						
	Travée	4.7		5		4.7
Moment statique	12.26KN.m		13.88KN.m		12.26KN.m	
Moment sur Appuis (KN.m)	2.45	6.13	6.94	6.94	6.13	2.45
$\frac{1.05M_0}{2} + \frac{M_w + M_e}{2}$	8.58		7.63		8.58	
$(1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$ ; $(1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$	7.76		7.4		7.76	
$M_{t.max}$	8.58		7.63		8.58	

Tableau III.7. Les moments à l'ELS du plancher étage courant

Effort tranchant

Schéma statique							
		4.7		5		4.7	
Travée		4.7		5		4.7	
Moment sur appuis		2.45	6.13	6.94	6.94	6.13	2.45
Moment sur trave		8.58		7.63		8.58	
Effort tranchant sur appuis	Vw	-10.12		-11.66		-11.67	
	Ve	11.67		11.66		10.12	
$X_0$		2.18		2.5		2.52	

Tableau III.8. L'effort tranchant à l'ELS

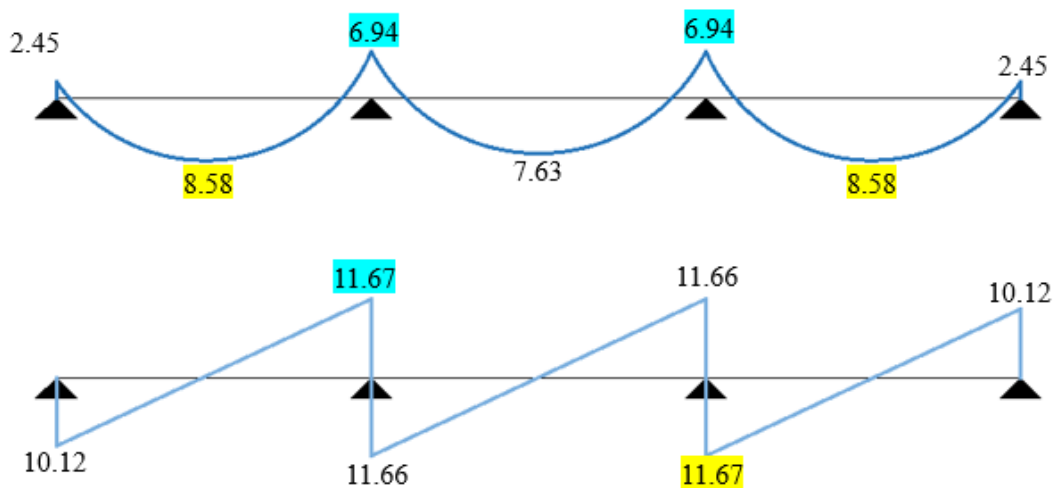


Figure III.6. Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS

III.2.3 Calcul de ferrailage

A-Plancher de terrasse

E.L.U

- Les armatures longitudinales

$M_t = 12.67\text{KN.m}$ ,  $M_a = 10.245\text{KN.m}$ ,  $f_{c28} = 30\text{MPa}$ ,  $f_e = 400\text{MPa}$ ,  $\gamma_s = 1.15$ ,  $\gamma_b = 1.5$ ,  $b = 65\text{cm}$ ,  $b_0 = 10\text{cm}$ ,  $h = 20\text{cm}$ ,  $h_0 = 4\text{cm}$ ,  $d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18\text{cm}$ ,  $f_e = 400\text{MPa}$ ,  $f_{bu} = 17\text{MPa}$ ,  $f_{t28} = 2.4\text{MPa}$

Avec

$$M_{table} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 17 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 0.07072 \text{ MN} \\ = 70.72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

En travée

Sur appuis

$$M_{table} = 70.72 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_t = 12.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{table} = 70.72 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_t = 10.245 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calculée section rectangulaire

Calculée section rectangulaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.67 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 17} = 0.035$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.245 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 17} = 0.0286$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l$  :  $A' = 0$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l$  :  $A' = 0$

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

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.0445$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0286}) = 0.0363$$

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

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

$$Z = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.0445) = 176.8 \text{ mm}$$

$$Z = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.0363) = 177.39 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right) = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - 0.0445}{0.0445}\right) = 0.075$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right) = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - 0.0363}{0.0363}\right) = 0.093$$

On a :  $\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

On a :  $\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Alors :

Alors :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{12.67 \times 10^6}{176.8 \times 348} = 205.92 \text{ mm}^2 = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{10.245 \times 10^6}{177.39 \times 348} = 166 \text{ mm}^2 = 1.66 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

En travée on adopte  $A_s = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Sur Appuis on adopte  $A_s = 1HA12 + 1HA10 = 1.91 \text{ cm}^2$

• Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.4}{400} = 0.000161m^2 = 1.61cm^2$$

$$\begin{cases} \text{en travée: } A_s = 2.35cm^2 > 1.61cm^2 \\ \text{Sur appuis: } A_s = 1.91cm^2 > 1.61cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots C.V$$

• Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{L.min}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) = \min(5.71; 10; 10) = 5.71mm$$

On prend  $\phi_t = 6mm$ , soit  $A_t = 2\phi_6 = 0.57cm^2$

Espacements :  $e \leq \min(0.9d, 40 cm) = \min(16.2, 40 cm) = 16.2 cm$

Donc :  $e = 15cm$

• Vérification d'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{17.23 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} = 0.147MPa \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 30}{1.5}; 4MPa\right) = 3MPa \end{cases} \dots C.V$$

E.L.S

• La contrainte dans le béton

En travée

Sur appuis

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y; K = \frac{M_s}{I} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18MPa \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y; K = \frac{M_s}{I} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18MPa \end{cases}$$

Avec :

Avec :

$$\frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + A' \times d') = 0$$

$$\frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + A' \times d') = 0$$

D'après BAEL99  $\eta = 15$

D'après BAEL99  $\eta = 15$

$A' = 0$

$A' = 0$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 2.35 \times y - 15 \times 2.35 \times 18 = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1.91 \times y - 15 \times 1.91 \times 18 = 0$$

$$\text{Alors : } 50y^2 + 35.25y - 634.5 = 0$$

$$\text{Alors : } 50y^2 + 28.65y - 515.7 = 0$$

$$y_1 = 3.23cm \quad ; \quad y_2 = -3.93cm$$

$$y_1 = 2.94cm \quad ; \quad y_2 = -3.51cm$$

Donc :  $y = 3.23cm$

Donc :  $y = 2.94cm$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A_s'(d - y)^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A_s'(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3.23^3}{3} + 15 \times 2.35(18 - 3.23)^2$$

$$I = 8420.02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{9.26 \times 10^{-3}}{8420.02 \times 10^{-8}} = 109.97 \text{ MN/m}^2$$

Alors

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y = 109.97 \times 3.23 \times 10^{-2} = 3.55 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc condition est vérifiée

$$I = \frac{65 \times 2.94^3}{3} + 15 \times 1.91(18 - 2.94)^2$$

$$I = 7048.52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{7.49 \times 10^{-3}}{7048.52 \times 10^{-8}} = 106.26 \text{ MN/m}^2$$

Alors

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y = 106.26 \times 2.94 \times 10^{-2} = 3.12 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc condition est vérifiée

- **La contrainte maximale dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = K \times \eta \times (d - y) = 109.97 \times 15 \times (0.18 - 0.0323) = 243.64 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc condition est vérifiée

### B-Plancher étage courant

#### E.L.U

- **Les armatures longitudinales**

$$M_t = 11.86 \text{ kN.m}, M_a = 9.6 \text{ kN.m}, f_{c28} = 30 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, \gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5, \\ b = 65 \text{ cm}, b_0 = 10 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}, f_e = \\ 400 \text{ MPa}, f_{bu} = 17 \text{ MPa}, f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

Avec

$$M_{\text{table}} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 40 \times 17 \times \left( 180 - \frac{40}{2} \right) = 70.72 \text{ N.m}$$

En travée

$$M_{table} = 70.72KN.m > M_t = 11.86KN.m$$

Calculée section rectangulaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.86 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 17} = 0.033$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l : A' = 0$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0.042$$

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

$$Z = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.042) = 177mm$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - 0.042}{0.042} \right) = 0.08$$

On a :  $\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

Alors :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{11.86 \times 10^6}{177 \times 348} = 192.54mm^2 = 1.92cm^2$$

Choix des armatures

En travée on adopte  $A_s = 2HA12 = 2.26 cm^2$

Sur Appuis on adopte  $A_s = 1HA12 + 1HA10 = 1.91 cm^2$

• Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.4}{400} = 161.46mm^2 = 1.61cm^2$$

Sur appuis

$$M_{table} = 70.72KN.m > M_a = 9.6KN.m$$

Calculée section rectangulaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.6 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 17} = 0.0268$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l : A' = 0$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0268}) = 0.034$$

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

$$Z = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.034) = 177.55mm$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - 0.034}{0.034} \right) = 0.099$$

On a :  $\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

Alors :

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{9.6 \times 10^6}{177.55 \times 348} = 155.37mm^2 = 1.55cm^2$$

$$\begin{cases} \text{en travée: } A_s = 2.26\text{cm}^2 > 1.61\text{cm}^2 \\ \text{Sur appuis: } A_s = 1.91\text{cm}^2 > 1.61\text{cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots C.V$$

- Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{L.min}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) = \min(5.71; 10; 10) = 5.71\text{mm}$$

On prend  $\phi_t = 6\text{mm}$ , soit  $A_t = 2\phi_6 = 0.57\text{cm}^2$

Espacements :  $e \leq \min(0.9d, 40\text{ cm}) = \min(16.2, 40\text{ cm}) = 16.2\text{ cm}$

Donc :  $e = 15\text{cm}$

- Vérification d'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{16.14 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.138\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 30}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = 3\text{MPa} \end{cases} \dots\dots C.V$$

**E.L.S**

- La contrainte dans le béton

**En travée**

**Sur appuis**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y; K = \frac{M_s}{I} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y; K = \frac{M_s}{I} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa} \end{cases}$$

Avec :

Avec :

$$\frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + A' \times d') = 0$$

$$\frac{by^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + A' \times d') = 0$$

**D'après BAEL99**  $\eta = 15$

**D'après BAEL99**  $\eta = 15$

$$A' = 0$$

$$A' = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 2.26 \times y - 15 \times 2.26 \times 18 = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1.91 \times y - 15 \times 1.91 \times 18 = 0$$

$$\text{Alors : } 50y^2 + 33.9y - 610.2 = 0$$

$$\text{Alors : } 50y^2 + 28.65y - 515.7 = 0$$

$$y_1 = 3.17\text{cm} \quad ; \quad y_2 = -3.85\text{cm}$$

$$y_1 = 2.94\text{cm} \quad ; \quad y_2 = -3.51\text{cm}$$

Donc :  $y = 3.17\text{cm}$

Donc :  $y = 2.94\text{cm}$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A_s'(d - y)^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A_s'(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3.17^3}{3} + 15 \times 2.26(18 - 3.17)^2$$

$$I = \frac{65 \times 2.94^3}{3} + 15 \times 1.91(18 - 2.94)^2$$

$$I = 8145.78\text{cm}^4$$

$$I = 7048.52\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{8.58 \times 10^{-3}}{8145.78 \times 10^{-8}} = 105.33 \text{ MN/m}^2$$

Alors

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y = 105.33 \times 3.17 \times 10^{-2} = 3.34 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc condition est vérifiée

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{6.94 \times 10^{-3}}{7048.52 \times 10^{-8}} = 98.46 \text{ MN/m}^2$$

Alors

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y = 98.46 \times 2.94 \times 10^{-2} = 2.89 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc condition est vérifiée

- La contrainte maximale dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = K \times \eta \times (d - y) = 105.33 \times 15 \times (0.18 - 0.0317) = 2334.30 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

### III.2.4 Schéma de ferrailage

Plancher	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse			
Plancher étage courante			

Tableau III.9. Schémas de ferrailage des poutrelles terrasse accessible et étage courant

### III.2.5 Ferrailage de la dalle de compression

D'après BAEL91 (article B.6.8.4) :

La dalle de compression sera ferrillée aux deux sens en treilles soudés

Les conditions suivantes doivent être respectés :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68. BAEL91) comme suit :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

D'après CBA93 (Article B.6.8.4.2.3)

$$A_p = \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 650}{400} = 0.65cm^2$$

On prend 5  $\emptyset 6 = 1.41cm^2/ml$  avec un espacement de 20cm

- **Armatures de répartition**

D'après CBA93 (Article B.6.8.4.2.3)

$$A_r = \frac{A_p}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705cm^2$$

On prend 5  $\emptyset 6 = 1.41cm^2/ml$  avec un espacement de 20cm

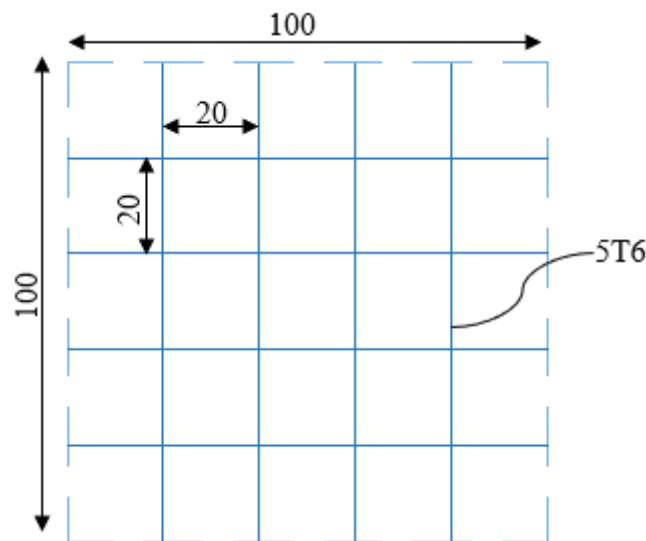


Tableau III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.3 Étude des portes à faux - dalles pleines

#### A-Plancher de terrasse

Poids de mur rideau :  $P = G \times L = 1.3 \times 1 = 1.3 \text{KN/ml}$

**Combinaison des charges :**

$$\begin{cases} \text{E.L.U: } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = 1.35 \times 7.27 + 1.5 \times 1 = 11.31 \text{KN/m} \\ \text{E.L.S: } q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 7.27 + 1 = 8.27 \text{KN/m} \end{cases}$$

**Le moment ultime à l'encastrement :**  $M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l$

Avec :  $P_u = (1.35 P) \times 1\text{ml}$

**Effort tranchant :**  $V_u = q_u \times l + P_u$

**Le moment service à l'encastrement :**  $M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l$

Avec :  $P_s = P$

**Effort tranchant :**  $V_s = q_s \times l + P_s$

E.L.U				E.L.S			
$q_u$	$P_u$	$M_u$	$V_u$	$q_s$	$P_s$	$M_s$	$V_s$
11.31	1.755	7.41	13.065	8.27	1.3	5.44	9.57

Tableau III.10. Calcul des sollicitations du balcon plancher terrasse

#### B-Plancher étage courant

Poids de mur rideau :  $P = G \times L = 1.3 \times 1 = 1.3 \text{KN/ml}$

**Combinaison des charges :**

$$\begin{cases} \text{E.L.U: } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45 \text{KN/m} \\ \text{E.L.S: } q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{KN/m} \end{cases}$$

**Le moment ultime à l'encastrement :**  $M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l$

Avec :  $P_u = (1.35 P) \times 1\text{ml}$

**Effort tranchant :**  $V_u = q_u \times l + P_u$

**Le moment service à l'encastrement :**  $M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l$

Avec :  $P_s = P$

**Effort tranchant :**  $V_s = q_s \times l + P_s$

E.L.U				E.L.S			
$q_u$	$P_u$	$M_u$	$V_u$	$q_s$	$P_s$	$M_s$	$V_s$
12.45	1.755	7.98	14.205	8.83	1.3	5.72	10.13

Tableau IV.11. Calcul des sollicitations du balcon étage courant

### III.3.1 Calcul de ferrailage

#### A-Plancher de terrasse

##### E.L.U

- Les armatures longitudinales

On a :  $b = 100\text{cm}$ ;  $h = 15\text{cm}$  ;  $d = 0.9h = 13.5\text{cm}$ ;  $f_{bu} = 17\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 17} = 0.0239$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l$  :  $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0239}) = 0.0302$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.15 \times (1 - 0.4 \times 0.0302) = 0.1482\text{m}$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - 0.0302}{0.0302} \right) = 0.1124$$

On a :  $\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

Alors :

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{7.41 \times 10^{-3}}{0.1482 \times 348} = 0.0001436\text{m}^2 = 1.43\text{cm}^2$$

- Choix des armatures

$A_p = 4HA10 = 2.35\text{cm}^2$  ; avec espacement de 25cm

$A_r = \frac{A_p}{4} = 0.5875\text{cm}^2$  : on adopte  $A_r = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$  ; avec espacement de 25cm

• Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.4}{400} = 0.0001863m^2 = 1.86cm^2$$

$$\begin{cases} A_p = 2.35cm^2 > 1.86cm^2 \\ A_r = 2.01cm^2 > 1.86cm^2 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

• Vérification d'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{13.065 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.096MPa \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 30}{1.5}; 4MPa\right) = 3MPa \end{cases} \dots C.V$$

**B-Plancher étage courant**

**E.L.U**

• Les armatures longitudinales

On a :  $b = 100cm$ ;  $h = 15cm$  ;  $d = 0.9h = 13.5cm$ ;  $f_{bu} = 17MPa$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 17} = 0.0257$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l$  :  $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0257}) = 0.0325$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.15 \times (1 - 0.4 \times 0.0325) = 0.1481m$$

$$\epsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - 0.0325}{0.0325} \right) = 0.1042$$

On a :  $\epsilon_{st} > \epsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

Alors :

$$A = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{7.98 \times 10^{-3}}{0.1481 \times 348} = 0.0001548m^2 = 1.54cm^2$$

- Choix des armatures

$$A_p = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_p}{4} = 0.8475 \text{ cm}^2 : \text{on adopte } A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Espacement**

$$St = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < (3h; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.4}{400} = 0.0001863 \text{ m}^2 = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_p = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.86 \text{ cm}^2 \\ A_r = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.86 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Vérification d'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{14.205 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.105 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 30}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa} \end{cases} \dots \text{C.V}$$

**III.3.2 Schéma de ferrailage**

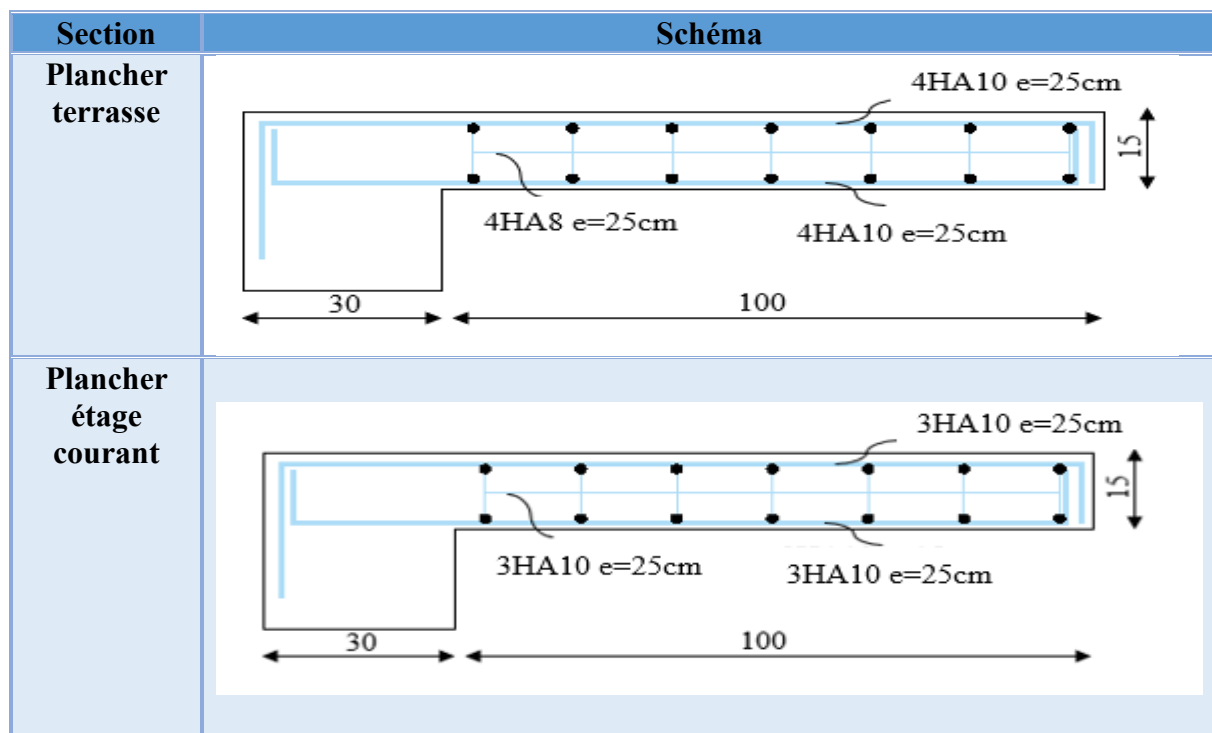


Figure III.7. Schéma de ferrailage du balcon

## III.4 Étude de L'acrotère

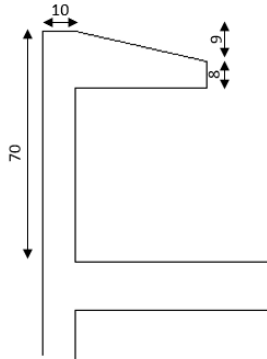


Figure VIII.8. Coupe transversale de

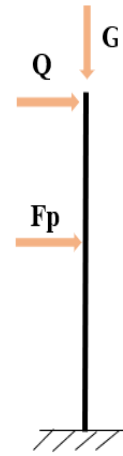


Figure III.9. Modèle de calcul de l'acrotère

La force sismique horizontale :

**D'après RPA 2024 :**

$$F_p = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3hz}{H}\right) \cdot W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))

I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))

S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))

W<sub>p</sub> : Poids de l'élément considéré

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

hz : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

On a :

$$G = 0.12 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$A = 0.3 \text{ (zone VI)}$$

$$I = 1 \text{ (groupe d'importance 2)}$$

$$S = 1.35 \text{ (site S4)}$$

$$C_p = 0.8$$

$$H_z = 3.23 \text{ m}$$

$$H = 30.21 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } F_p = (0.3 \times 1 \times 1.35) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 3.23}{30.21}\right) \times 3$$

$$\text{Donc : } \mathbf{F_p = 1.28 \text{ KN}}$$

Donc : la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max(1, 1.28) \Rightarrow Q = 1.28 \text{ KN/ml}$$

### Calcul des sollicitations

$$NQ = 0$$

$$VQ = 1 \text{ KN/ml}$$

$$MQ = Q \times H = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m/ml.}$$

$$NG = G = 3 \text{ KN/ml}$$

$$VG = 0$$

$$MG = 0$$

$$N_{fp} = 0$$

$$M_{fp} = F_p \times H = 1.28 \times 0.7 = 0.896 \text{ KN.m}$$

### Combinaison des sollicitations

#### E.L.U

$$\text{L'effort normale : } N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q \Rightarrow N_u = 1,35 \times 3 = 4.05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = M_u = 1.5 \times 1.28 = 1.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = 1.5 \times 1.28 = 1.92 \text{ KN}$$

#### E.L.S

$$\text{L'effort normal : } N_u = G = 3 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = Q = 1.28 \text{ KN}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_u = Q \times h = 1.28 \times 0.7 = 0.896 \text{ KN.m}$$

### III.4.1 Ferrailage de l'acrotère

#### Selon BAEL91 :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple avec une bande de 1m :  $h = 10 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 8 \text{ cm}$ ,  $d' = 2 \text{ cm}$

#### Calcul de l'excentricité

##### ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.92}{4.05} = 0.474 \text{ m} = 47.4 \text{ cm}$$

$$e_a = e_u + \left( \frac{h}{2} - d' \right) = 0.474 + 0.03 = 0.764$$

$$M_f = N_u \times e_a = 4.05 \times 0.764 = 3.09 \text{ KN.m}$$

$$F_{bu} = \frac{0.85 * F_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 * 30}{1 * 1.5} = 17 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mf}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.080^2 \times 17} = 0.028$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669(1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l : A' = 0$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.035$$

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

$$Z = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.035) = 0.079m$$

$$\epsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - 0.035}{0.035} \right) = 0.265$$

On a :  $\epsilon_{st} > \epsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$$\text{alors; } Au = \frac{Mf}{Z \times f_{st}} = \frac{3.09 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.00112m^2 = 1.12cm^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.4}{400} = 1.104cm^2$$

Avec :  $f_{t28} = 2.4MPa$

$A_u > A_{min}$  ..... C.V

On adopte **4T8** ; **Ap = 2.01cm<sup>2</sup>**

**Espacement**

$$St = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25cm < (3h; 33cm) \dots \dots \dots CV$$

**Armature de répartition**

$$Ar = \frac{Ap}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2 ; \text{ on adopte } \mathbf{3T8}$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.024 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{t28}}{\gamma b}, 4 \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 30}{1.5}, 4 \text{MPa}\right) = 3 \text{MPa}$$

Alors :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... CV

**La contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = k \times y \text{ avec } k = \frac{Ms}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0$$

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

$$A' = 0; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(2.01)y - 15(2.01 \times 8) = 0 \rightarrow y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + \eta \times As(d - y)^2 + \eta \times A's(d - y)^2$$

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times 2.01(8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{1.141 \times 10^{-3}}{1350.47 \times 10^{-8}} = 84.48 \frac{MN}{m^3}$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 84.48 \times 0.0192 = 1.62 \text{MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ..... CV

**La contrainte dans l'acier**

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

$$\sigma_s = k \times \eta \times (d + y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times f_e}{3}, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_s = 0.08448 \times 15 \times (80 + 19.2) = 125.7 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times 400}{3}, 110\sqrt{1.6 \times 2.4}\right) = 215.55 \text{MPa}$$

Donc :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  ..... CV

III.4.2 Schéma de ferrailage

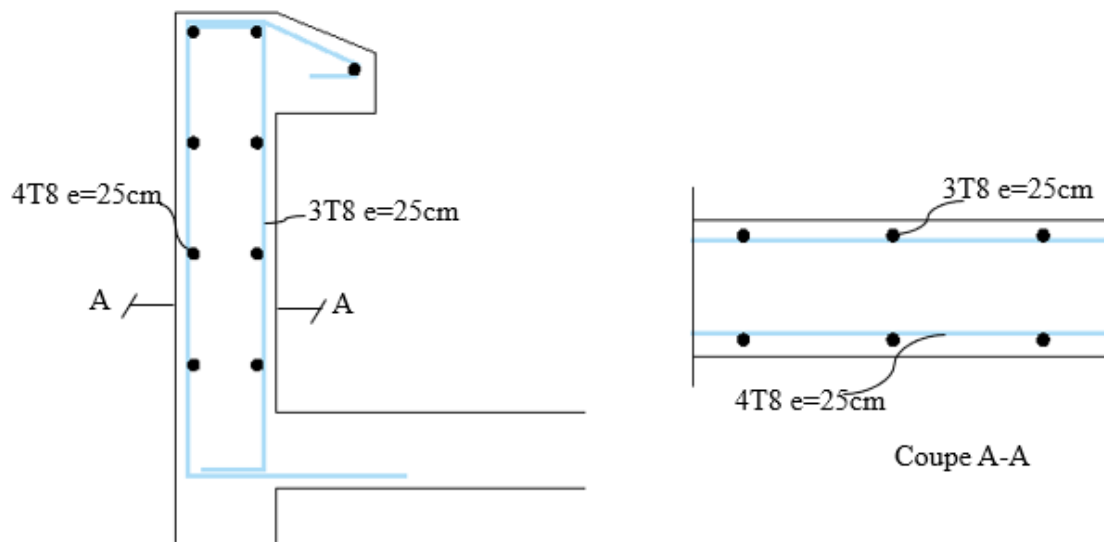


Figure VIII.10. Schéma ferrailage l'acrotère

III.5 Etude des escaliers

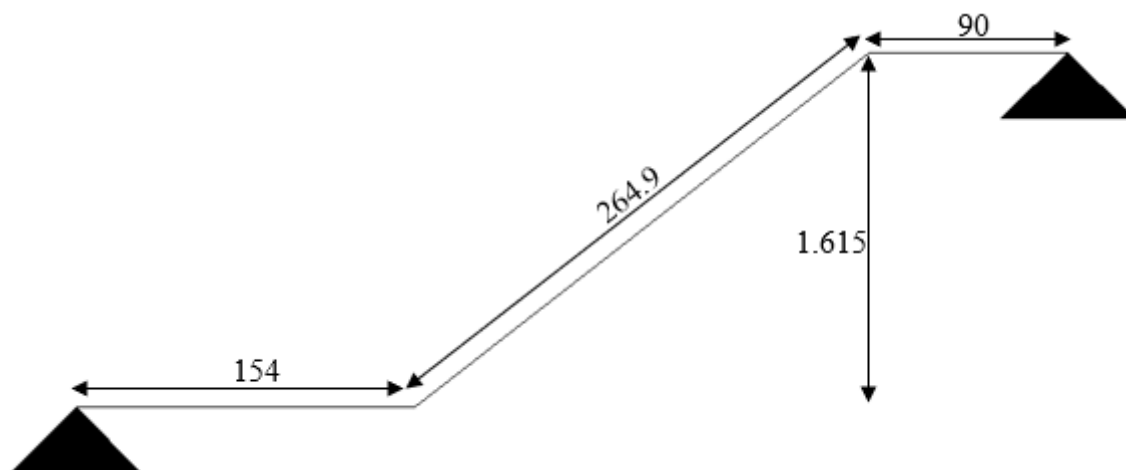


Figure III.11. Schéma d'escalier

Charge et sur charge

- Palier :  $G = 5.49KPa$  ;  $Q = 2.5KPa$
- Paillasse :  $G = 7.72KPa$  ;  $Q = 2.5KPa$

Combinaison des charges

E.L.U :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

E.L.S :  $q_{ser} = G + Q$

Section	G	Q	q <sub>u</sub>	q <sub>ser</sub>
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	7.72	2.5	14.17	10.22

Tableau III.12. Combinaisons des charges de l'escalier

La charge équivalente

$$\left\{ \begin{aligned} E.L.U: q_{eu} &= \frac{11.16 \times 0.9 + 11.6 \times 1.54 + 14.17 \times 2.65}{0.9 + 1.54 + 2.65} = 12.86 \text{KN/m}^2 \\ E.L.S: q_{es} &= \frac{7.99 \times 0.9 + 7.99 \times 1.54 + 10.22 \times 2.65}{0.9 + 1.54 + 2.6491} = 9.15 \text{KN/m}^2 \end{aligned} \right.$$

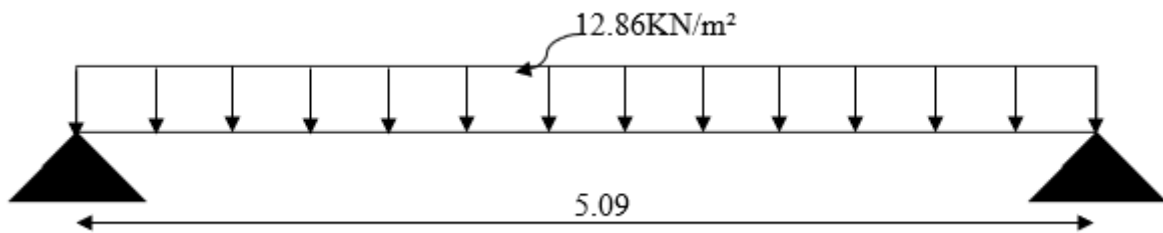


Figure III.12. La charge équivalent d'escalier à ELU

Calcul les moments max

Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eu} \times l^2}{8}$

Le moment en travée :  $M_t = 0.85M_0$

Le moment en appuis :  $M_a = 0.3M_0$

Effort tranchant :  $V = \frac{ql}{2}$

Etat	M <sub>0</sub> (KN/m)	M <sub>t</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN/m)	V(KN)
E.L.U	41.65	35.4	12.5	32.73
E.L.S	29.63	25.19	8.89	

Tableau III.12. Sollicitation L'ELS de l'escalier

III.5.1 Calcul de ferrailage

E.L.U

- Les armatures longitudinales

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 17} = 0.064$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l : A' = 0$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.0827$$

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

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0827) = 0.174 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - 0.0827}{0.0827} \right) = 0.039$$

On a :  $\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Alors :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{35.4 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 0.000584 \text{ m}^2 = 5.84 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 17} = 0.0227$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.73 \times 10^{-3}} = 0.669$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l : A' = 0$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0227}) = 0.0287$$

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

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0287) = 0.178 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = \frac{3.5}{1000} \left( \frac{1 - 0.0287}{0.0287} \right) = 0.118$$

On a :  $\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Alors :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{12.5 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 0.000201 \text{ m}^2 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

En travée on adopte  $\begin{cases} A_s = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2 \\ A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$  ; avec espacement de 25cm

Sur Appuis on adopte  $\begin{cases} A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 \\ A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$  ; avec espacement de 20cm

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.4}{400} = 0.000248m^2 = 2.48cm^2$$

En travée  $\begin{cases} A_s = 4HA14 = 6.16 cm^2 > A_{min} = 2.48cm^2 \\ A_r = 4HA10 = 3.14 cm^2 > A_{min} = 2.48cm^2 \end{cases}$

• **Vérification au cisaillement**

Effort tranchant maximal :  $V = 32.73 KN$

La fissuration étant peu préjudiciable

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{32.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.181MPa \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{t28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 30}{1.5}; 4MPa\right) = 4MPa \end{cases} \dots\dots C.V$$

**E.L.S**

• **Vérification de la contrainte de compression**

D'après le B.A.E.L :  $\alpha_u < \alpha$

Avec :  $\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\delta = \frac{M_u}{M_s}$

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_s}$	$\alpha$	$\alpha u$	Condition
Travée	1.4	0.5	0.0827	Condition vérifiée
Appuis	1.4	0.5	0.0287	Condition vérifiée

**TableauIII.13.** Vérification à E.L.S.

III.5.2 Schéma de ferrailage

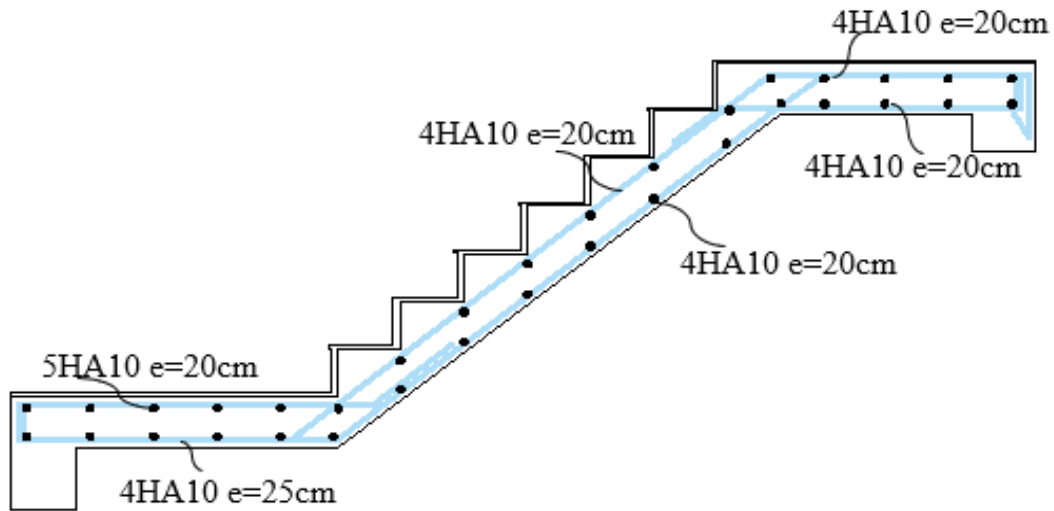


Figure III.13. Schéma ferrailage d'escalier

III.6 Dalle machine

- Combinaison de charges

$$\{ \text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 63.99 + 1.5 \times 3.46 = 91.57 \text{ kN/ml}$$

$$\{ \text{ELS: } q_s = G + Q = 63.99 + 3.46 = 67.45 \text{ kN/ml}$$

- Calcul le coefficient «  $\alpha$  »

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.6} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{Dalle porte dans les deux sens}$$

- Les moments pour les bandes de largeur

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} \quad ; \quad \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2]$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 0.036 \times 91.57 \times 1.6^2 = 8.44 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1 \times 8.44 = 8.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens	X	Y
Moment sur appuis $M_a = 0.5M_0$	4.22KN.m	4.22KN.m
Moment sur trave $M_t = 0.85M_0$	7.17KN.m	7.17KN.m

Tableau III.14. Calcul des sollicitations

- Valeurs minimales à respecter

$$\begin{cases} \text{travée : } M_{ty} = 7.17 < \frac{M_{tx}}{4} = 1.79 \text{KN.m} & C.V \\ \text{appuis : } \max(M_{ax}; M_{ay}) = 4.22 \text{KN.m} \end{cases}$$

### III.6.1 Calcul de ferrailage

ELU

A-sens X

- Les armatures longitudinales

$M_{tx} = 4.22 \text{KN.m}$ ,  $M_{ax} = 4.22 \text{KN.m}$ ,  $f_{c28} = 30 \text{MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{MPa}$ ,  $\gamma_s = 1.15$ ,  $\gamma_b = 1.5$ ,  $b = 100 \text{cm}$ ,  $h = 25 \text{cm}$ ,  $d = 0.9h = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{cm}$ ,  $f_e = 400 \text{MPa}$ ,  $f_{bu} = 17 \text{MPa}$ ,  $f_{t28} = 2.4 \text{MPa}$

Avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{91.57}{67.45} = 1.35$$

$$\begin{aligned} \mu_{lu} &= \left( 3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 f_{c28} \cdot \frac{1}{\theta} - 3050 \right) = (3440 \times 1 \times 1.35 + 49 \times 30 - 3050) \times 10^{-4} \\ &= 0.3064 \end{aligned}$$

En travée

Sur appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 17} = 0.0049$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 17} = 0.0049$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669 (1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l$  :  $A' = 0$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l$  :  $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0049}) = 0.0061$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0049}) = 0.0061$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.0061) = 0.224 \text{m}$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.0061) = 0.224 \text{m}$$

Alors :

Alors :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{4.22 \times 10^{-3}}{0.224 \times 348} = 0.000054 \text{m}^2 = 0.54 \text{cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{4.22 \times 10^{-3}}{0.224 \times 348} = 0.000054 \text{m}^2 = 0.54 \text{cm}^2$$

- Choix des armatures

En travée on adopte  $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{cm}^2$

Sur Appuis on adopte  $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{cm}^2$

• Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.4}{400} = 0.0003105m^2 = 3.105cm^2$$

{ en travee:  $A_s = 3.93cm^2 > 3.105cm^2$

{ Sur appuis:  $A_s = 3.93cm^2 > 3.105cm^2$  ..... C.V

• Espacement

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm < (3h; 33cm) \quad C.V$$

B-sens Y

• Les armatures longitudinales

$M_{tx} = 7.17KN.m, M_{ax} = 7.17KN.m, f_{c28} = 30MPa, f_e = 400MPa, \gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5, b = 100cm, h = 25cm, d = 0.9h = 0.9 \times 25 = 22.5cm, f_e = 400MPa, f_{bu} = 17MPa, f_{t28} = 2.4MPa$

Avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{91.57}{67.45} = 1.35$$

$$\mu_{lu} = \left( 3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49f_{c28} \cdot \frac{1}{\theta} - 3050 \right) = (3440 \times 1 \times 1.35 + 49 \times 30 - 3050) \times 10^{-4} = 0.3064$$

En trave

Sur appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 17} = 0.00833$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 17} = 0.00833$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669(1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.669(1 - 0.4 \times 0.669) = 0.391$$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l : A' = 0$

On a :  $\mu_{bu} < \mu_l : A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00833}) = 0.01$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00833}) = 0.01$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.01) = 0.2241m$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.01) = 0.2241m$$

Alors :

Alors :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{7.17 \times 10^{-3}}{0.2241 \times 348} = 0.0000919m^2 = 0.91cm^2$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{7.17 \times 10^{-3}}{0.2241 \times 348} = 0.0000919m^2 = 0.91cm^2$$

• **Choix des armatures**

En travée on adopte  $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Sur Appuis on adopte  $A_s = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.4}{400} = 0.0003105 \text{ m}^2 = 3.105 \text{ cm}^2$$

{ en travée:  $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > 3.105 \text{ cm}^2$   
 { Sur appuis:  $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > 3.105 \text{ cm}^2$  ..... C.V

• **Espacement**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < (3h; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{C.V}$$

• **Vérification d'effort tranchant**

Sollicitation ultime :

$$\alpha \geq 0.4 \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u \cdot l_u}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{91.57 \times 1.6}{2} \times \frac{1}{1.5} = 48.83 \text{ KN} \\ T_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{91.57 \times 1.6}{3} = 48.83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{48.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.21 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0.15 \times 30}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{C.V}$$

III.6.2 Schéma de ferrailage

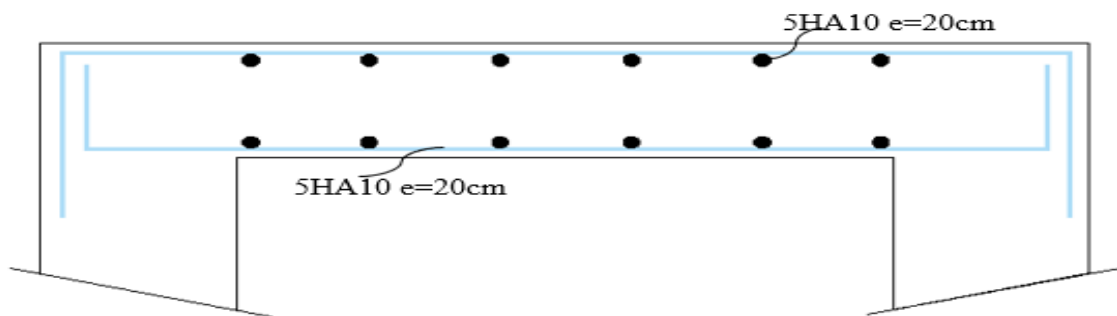


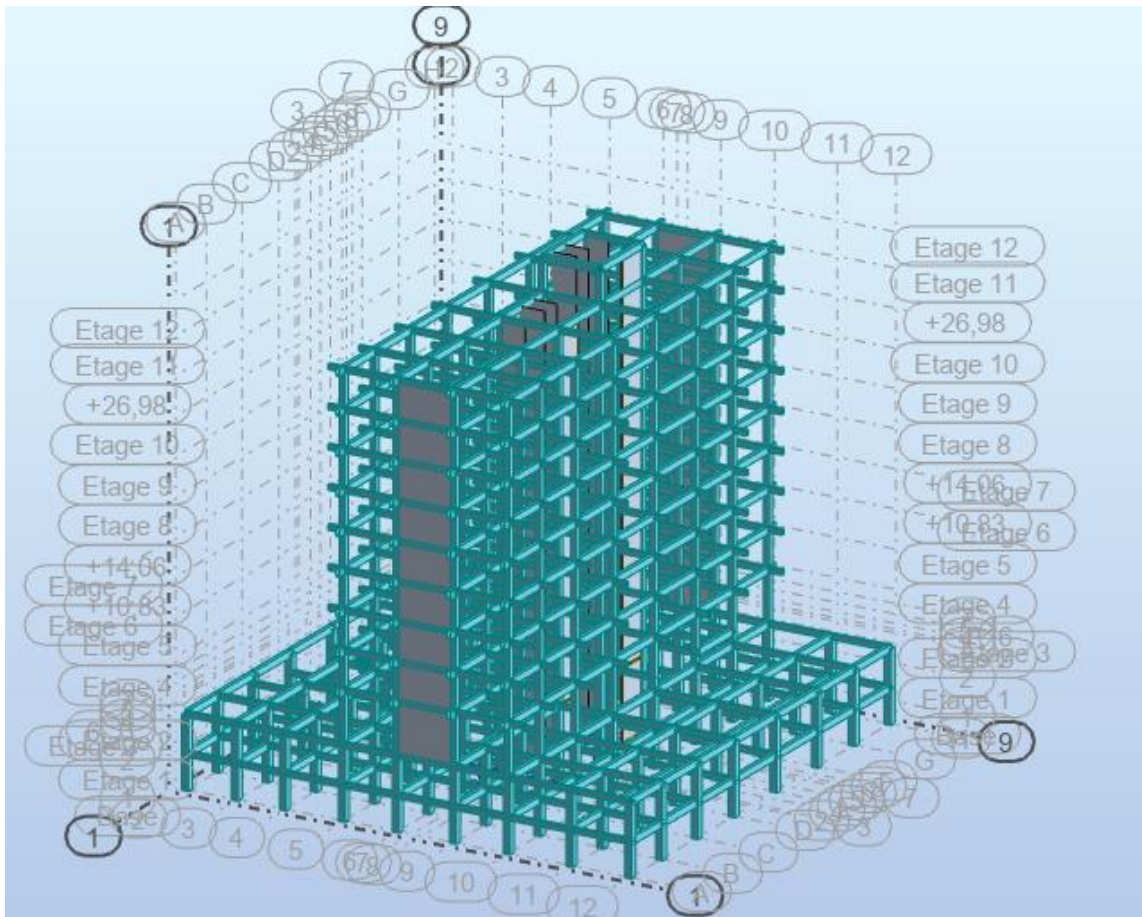
Figure III.14. Schéma ferrailage de la dalle machine

**III.7 Conclusion**

D'après l'étude de ce chapitre, tous les éléments secondaires ont été ferrailés et vérifiés conformément au règlement BAEL. Les résultats obtenus confirment que les armatures prévues respectent les normes du RPA, assurant ainsi la stabilité et la sécurité de la structure.

# Chapitre IV

## IV Etude sismique



## IV.1 Introduction

Parmi les phénomènes naturels qui affectent la terre « le séisme ». Le séisme est un Mouvement brusque ou secousse de l'écorce terrestre, produit à une certaine profondeur, à partir d'un épïcêtre ; avec des vibrations de différents intensités. Ses conséquences peuvent inclure l'effondrement des bâtiments, ainsi que des pertes humaines et économiques considérables. C'est pourquoi ce chapitre d'étude sismique est réalisé conformément au RPA 2024, afin de garantir la stabilité et la sécurité des structures face aux sollicitations sismiques.

## IV.2 Modélisation

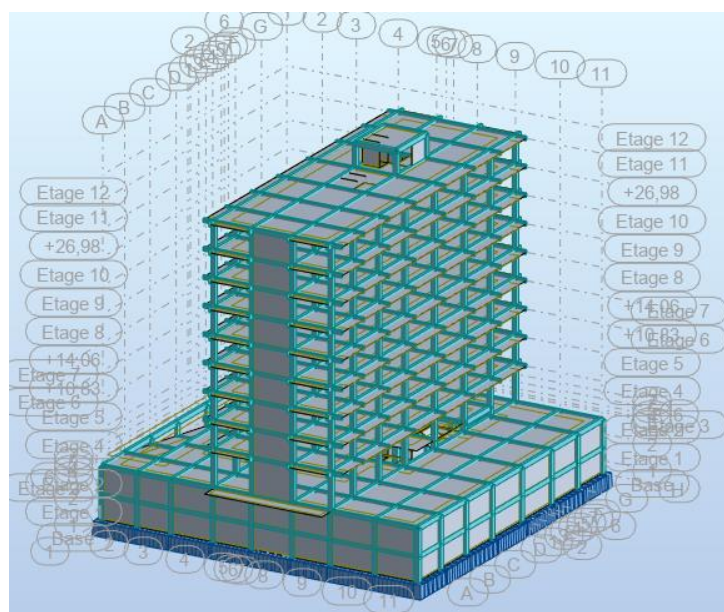
« Logiciel Robot Structural Analysais 2024 » est un logiciel de modélisation structurelle et de calcul développé par Autodesk. Il permet aux ingénieurs civils et aux concepteurs de :

- Modéliser des structures complexes (bâtiments, ponts, infrastructures),
- Effectuer des analyses statiques et dynamiques,
- Calculer les efforts internes, les déplacements, et vérifier la résistance des matériaux.

Ce logiciel est largement utilisé pour réaliser des études précises et fiables avant la construction.

La modélisation de cette structure se fait par les étapes suivantes :

- Définir la géométrie de la structure : Positionner les axes afin de modéliser les éléments de construction
- Ajouter les éléments constructifs : poteau ; poutre ; voile ; dalle .....
- Définir les cas de charges : permanente ; exploitation
- Lancer le calcul : pour vérifie les erreurs et les avertissements
- Extraire les résultats : les efforts ; résultat dynamique ; les réactions ; les contraintes....



**Figure IV.1.** Vue en 3D du model obtenu par le logiciel

### IV.3 La méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA2024/A 4.1.1), Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes.

### IV.4 L'analyse

#### IV.4.1 L'analyse dynamique

L'analyse dynamique disponible dans « Robot Structural Analysis » comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale

#### IV.4.2 L'analyse modale

- Spectre de réponse de calcul
- Période fondamentale théorique

Dans ce cas, la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules 4.4 du RPA2024.

$$\text{On a : } T = C_t \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec

$C_t$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3.

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

Donc :

$$T = 0.05 \times 33.11^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0.69(s)}$$

- **Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site**

Les valeurs sont dans RPA2024 (tableau 3.4) , on a le site 4

$$\text{Donc : } T_1 = 0.15(s) \quad ; \quad T_2 = 0.7(s) \quad ; \quad T_3 = 2(s) \quad ; \quad S = 1.35$$

#### ➤ Résultats de l'analyse

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « ROBOT » sont données dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,56	0,64	43,60	0,00	43,60	0,00	5260716,60	5260716,60
3/ 2	1,70	0,59	43,64	0,00	0,04	0,00	5260716,60	5260716,60
3/ 3	1,78	0,56	43,65	42,49	0,01	42,49	5260716,60	5260716,60
3/ 4	2,18	0,46	43,66	47,62	0,01	5,13	5260716,60	5260716,60
3/ 5	2,54	0,39	43,66	47,67	0,00	0,05	5260716,60	5260716,60
3/ 6	4,09	0,24	43,67	47,68	0,01	0,00	5260716,60	5260716,60
3/ 7	4,31	0,23	43,68	47,68	0,01	0,00	5260716,60	5260716,60
3/ 8	4,89	0,20	43,74	47,68	0,05	0,00	5260716,60	5260716,60
3/ 9	5,85	0,17	43,98	47,68	0,25	0,00	5260716,60	5260716,60
3/ 10	6,29	0,16	44,52	47,68	0,54	0,00	5260716,60	5260716,60

Tableau VV.1. Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2024)

➤ **Interprétation des résultats**

- Mode 1 : déplacement selon X
- Mode 2 : rotation
- Mode 3 : déplacement selon Y

➤ **Vérification de la période**

- **Sens X**

On a :  $T_{emp} = 0.69(s)$

$$T_{dyn} = 0.64(s)$$

Selon RPA2024 (tableau 4.4)

Alors :

$$T_{dyn} = 0.64(s) < 1.3T_{emp} = 1.3 \times 0.69 = 0.897(s) \dots\dots\dots C.V$$

Donc :  $T_0 = T_{calcul} = 0.64(s)$

- **Sens Y**

On a :  $T_{emp} = 0.69(s)$

$$T_{dyn} = 0.56(s)$$

Alors :

$$T_{dyn} = 0.56(s) < 1.3T_{emp} = 1.3 \times 0.69 = 0.897(s) \dots\dots\dots C.V$$

Donc :  $T_0 = T_{calcul} = 0.56(s)$

➤ **Présentation des différents modes**

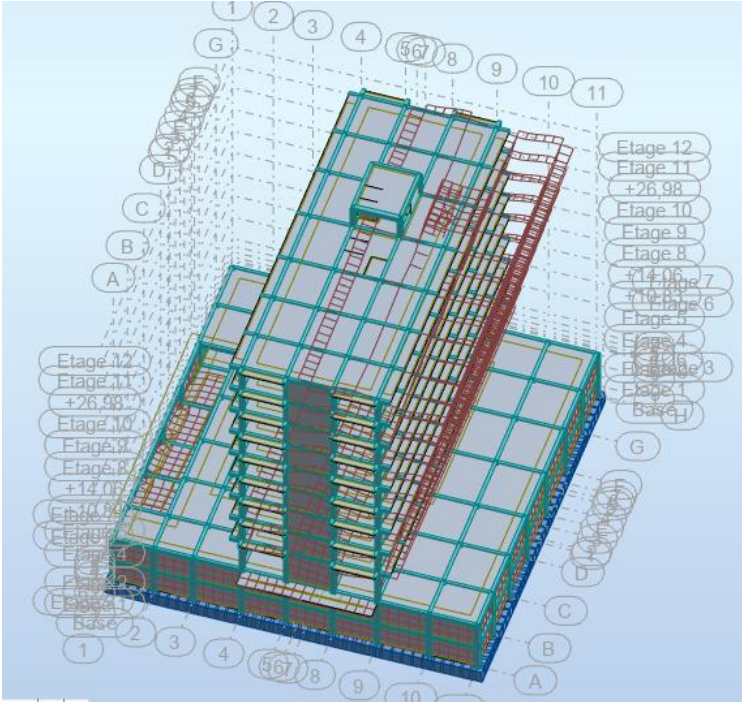


Figure IV.2. 1ere mode de déformation de la structure (Résultats Robot 2024)

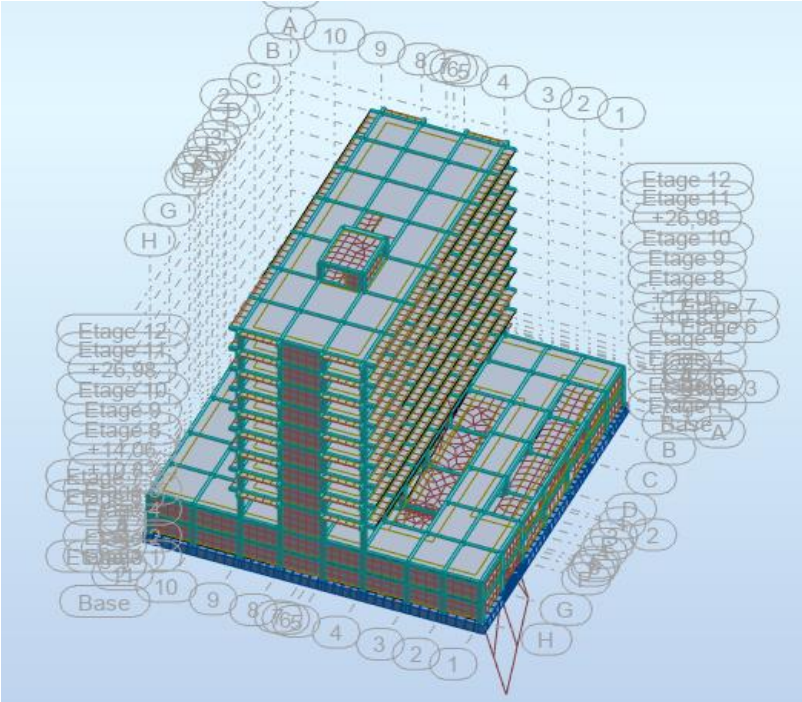


Figure IV.3. 2-ème mode de déformation de la structure (Résultats Robot 2024)

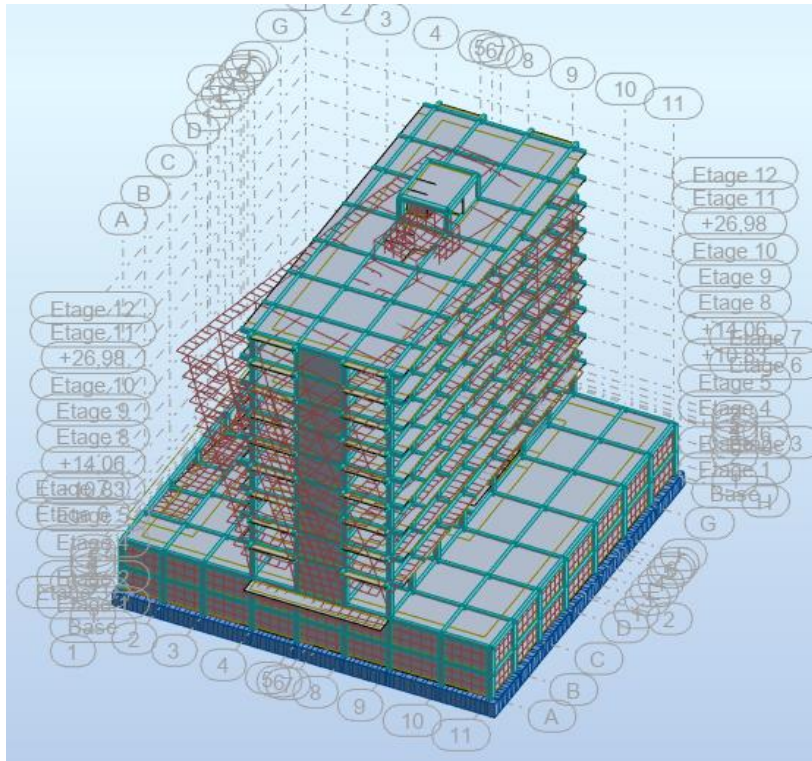


Figure IV.4. 3eme mode de déformation de la structure (Résultats Robot 2024)

➤ **Calcul de la force sismique totale V**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions selon la formule :  $V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$ : Ordonnée du spectre de calcul

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

$\lambda$ : Coefficient de correction

W : poids total de la structure

▪ **Coefficient de correction**

Donné par la formule 4.2 du RPA2024 :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: & \text{si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

Avec :  $T_2 = 0.7(s)$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Sens } x: T_0 = 0.64(s) \leq 2T_2 = 0.7 \times 2 = 1.4(s) \\ \text{Sens } y: T_0 = 0.56(s) \leq 2T_2 = 0.7 \times 2 = 1.4(s) \end{cases}$$

Donc :  $\lambda = 0.85$

▪ Coefficient d'accélération de zone A

On a choisi A suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment RPA2024 tableau 3.3, donc A=0.3

▪ Coefficient d'importance I

On a choisi I suivant le groupe d'usage du bâtiment par RPA2024 tableau 3.11, donc I=1

▪ Coefficient de site S

D'après le rapport géotechnique, la région d'étude est classée en zone et le sol est de catégorie S4 (site très meuble), donc S=1.35

▪ Facteur de qualité Q

On a :  $Q = 1 + \sum_1^6 P$

Avec :  $P_q$  est la pondération a retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.19)

a- Régularité en plan

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.3r_x \\ r_x \geq I_s \end{cases} ; \begin{cases} e_{0y} \leq 0.3r_y \\ r_y \geq I_s \end{cases}$$

• Rayons de torsion

	b	h	I <sub>x</sub>	X <sub>i</sub>	I <sub>x</sub> .X <sub>i</sub> <sup>2</sup>	b	h	I <sub>y</sub>	Y <sub>i</sub>	I <sub>y</sub> .Y <sub>i</sub> <sup>2</sup>
1	0,2	2,9	0,40648	5,43	11,98512044	0,2	5	2,083333333	19,43	786,510208
2	0,2	4,7	1,73038	0,43	0,319947878	0,2	5	2,083333333	14,03	410,085208
3	0,2	4,7	1,73038	0,43	0,319947878	0,2	5	2,083333333	8,46	149,1075
4	0,2	2,9	0,40648	5,43	11,98512044	0,2	2	0,133333333	5,56	4,12181333
5						0,2	2	0,133333333	3,96	2,09088
6						0,2	2	0,133333333	1,26	0,21168
7						0,2	2	0,133333333	0,34	0,01541333
8						0,2	5	2,083333333	3,24	21,87
9						0,2	5	2,083333333	8,81	161,700208
10						0,2	5	2,083333333	14,51	438,625208
<b>Somme</b>			4,27373		24,61013663			13,03333333		1974,33812
<b>R</b>		<b>r<sub>x</sub></b>	21,63				<b>r<sub>y</sub></b>	12,38434451		

TableauIV.2. Calcul le rayon de torsion

• Moment d'inertie polaire

etage	Masse	Xj	Xj <sup>2</sup>	Yj	Yj <sup>2</sup>	mj(Xj <sup>2</sup> +Yj <sup>2</sup> )
S-SOL1	951014,18	19,91	396,4081	19,31	372,88	731600182,6
S-SOL2	992118,42	19,43	377,5249	19,43	377,52	749098814,6
RDC	187090,63	20,09	403,6081	23,02	529,92	174654435,2
1	425735,06	20,91	437,2281	19,78	391,25	352711492,4
2	421986,19	20,91	437,2281	19,74	389,67	348938566
3	423454,16	20,9	436,81	19,74	389,67	349975377,9
4	422722,22	20,91	437,2281	19,74	389,67	349547186
5	422720,17	20,91	437,2281	19,74	389,67	349545490,9
6	421986,19	20,91	437,2281	19,74	389,67	348938566
7	423454,14	20,9	436,81	19,75	390,06	350142583,4
8	543475,45	20,91	437,2281	19,8	392,04	450686853,8
9	856,54	19,62	384,9444	23,41	548,03	799128,2652
somme	5636613,35					4556638677
Is	28,4323773					

Tableau IV.3. Calcul le moment d'inertie polaire

Donc :

Niveau	eox	eoy	Is	0,3rx	0,3ry	eox<0,3rx	eoy<0,3ry	rx>Is	ry>Is
s-sol1	1,13	0,59	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
s-sol2	0,02	0,31	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
RDC	1,65	2,35	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
1	0,13	0,08	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
2	0,13	0,1	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
3	0,13	0,1	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
4	0,13	0,1	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
5	0,13	0,1	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
6	0,13	0,1	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
7	0,13	0,1	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
8	0,09	0,13	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V
9	0,14	0,29	28,4323773	6,488	3,7153	C.V	C.V	C.N.V	C.N.V

Tableau IV.4. Les résultats de la régularité en plan

**b- Régularité en élévation :** Condition non vérifiée dans le sens X à cause des décrochements

**c- Redondance en plan :** Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales « Condition vérifiée »

Donc : 
$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.05 + 0.2 = 1.25 \\ Q_y = 1 + 0.5 = 1.05 \end{cases}$$

▪ **Calcul le poids total de la structure**

On a :  $W = \sum W_i$  ;  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

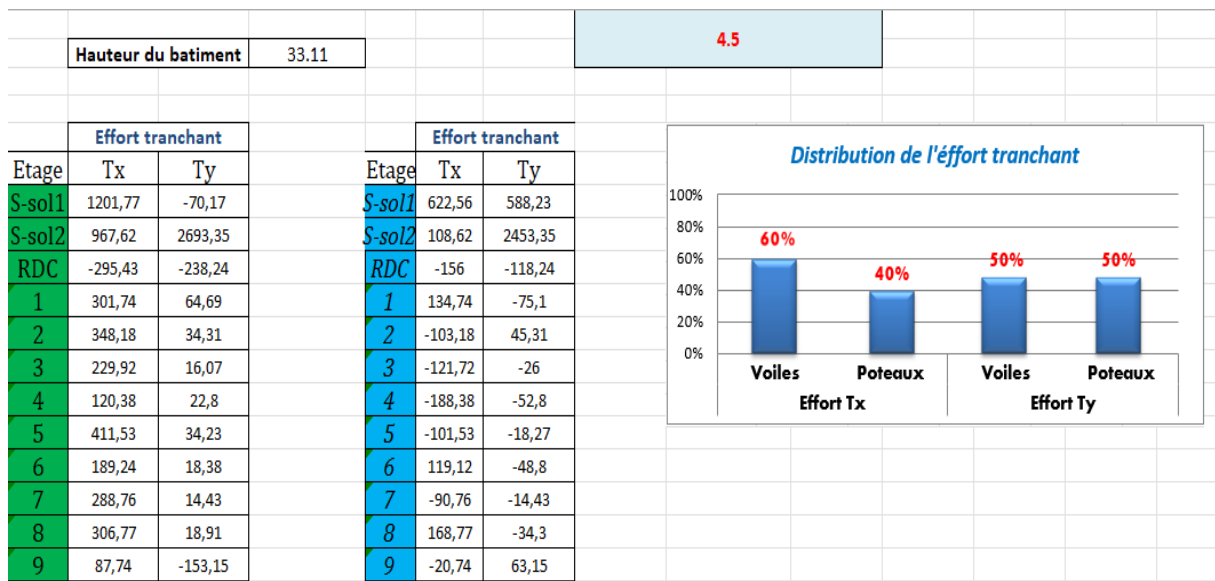
$W_{Qi}$ : charge d'exploitation

$\beta = 0.3$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné dans le RPA2024 le tableau 4.2.

Donc :  $W = 5636613.35KN$

▪ **Coefficient de comportement global de la structure R**

La valeur de R est donnée dans RPA2024 par le tableau 3.18 en fonction du système de contreventement.



FigureIV.5. Distribution de l'effort normal sur les voiles et les poteaux

▪ **Ordonnée du spectre de calcul**

Donne par la formule 3.15 du RPA2024

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = \begin{cases} A.I.S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right]; & 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \right] & ; T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \frac{T_2}{T} \right] & ; T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \frac{T_2 \cdot T_3}{T} \right] & ; T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :  $T_1 = 0.15(s)$  ;  $T_2 = 0.7(s)$  ;  $T_3 = 2(s)$

$$\begin{cases} \text{sens X: } T_1 = 0.15(s) < T_0 = 0.64(s) < T_2 = 0.7(s) \\ \text{sens Y: } T_1 = 0.15(s) < T_0 = 0.56(s) < T_2 = 0.7(s) \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{sens x: } \frac{S_{ad}}{g} = 0.3 \times 1 \times 1.35 \left[ 2.5 \times \frac{1.25}{4.5} \right] = 0.28 \\ \text{sens y: } \frac{S_{ad}}{g} = 0.3 \times 1 \times 1.35 \left[ 2.5 \times \frac{1.05}{4.5} \right] = 0.24 \end{cases}$$

Donc la force sismique :

$$\begin{cases} V_x = 0.85 \times 0.28 \times 56366.1335 = 13415.14KN \\ V_y = 0.85 \times 0.24 \times 56366.1335 = 11498.69KN \end{cases}$$

### IV.5 Vérification de la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Sens	$V_{dyn}$	$V_{stat}$	$0.8V_{stat}$	$0.8V_{stat} \leq V_{dyn}$
X	11549.13	13475.02	10780.01	Condition vérifier
Y	10754.6	11319.02	9055.216	Condition vérifier

Tableau IVI.5. Vérification les réactions à la base statiques et dynamiques

### IV.6 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure Selon les formules suivantes selon RPA2024 art 4.2.5

$$\begin{cases} V_k = F_t + \sum F_i \\ F_i = \frac{(V - F_t) \cdot w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i} \\ F_t = 0 \leftrightarrow (T_x; T_y) = 0.64(s); 0.56(s) < 0.7(s) \end{cases}$$

▪ Sens X

Etage	Wi	hi	Wi.hi	Fi (X)	Vk(X)
9	8,5654	33,11	283,600394	6,53965197	6,5397
8	5434,7545	30,21	164183,933	3785,98129	3792,5
7	4234,5414	26,98	114247,927	2634,48746	6427
6	4219,8619	23,75	100221,72	2311,05169	8738,1
5	4277,2017	20,52	87768,1789	2023,88063	10762
4	4227,2222	17,29	73088,6718	1685,38016	12447
3	4234,5416	14,06	59537,6549	1372,90198	13820

2	4219,8619	10,82	45658,9058	1052,8665	14873
1	4257,3506	7,6	32355,8646	746,106487	15619
RDC	1870,9063	4,37	8175,86053	188,530353	15808
S-SOL1	9921,1842	-4,33	-42958,7276	-990,602036	14817
S-SOL2	9510,1418	-6,12	-58202,0678	-1342,10416	13475
		Somme	584361,522		

Tableau IV.6. Résultantes distribution du des forces sismiques (sens X)

#### ■ Sens Y

Etage	Wi	hi	Wi.hi	Fi (Y)	Vk(Y)
9	8,5654	33,11	283,600394	5,58050606	5,5805
8	5434,7545	30,21	164183,933	3230,70579	3236,3
7	4234,5414	26,98	114247,927	2248,09719	5484,4
6	4219,8619	23,75	100221,72	1972,09852	7456,5
5	4277,2017	20,52	87768,1789	1727,04575	9183,5
4	4227,2222	17,29	73088,6718	1438,19185	10622
3	4234,5416	14,06	59537,6549	1171,54366	11793
2	4219,8619	10,82	45658,9058	898,446567	12692
1	4257,3506	7,6	32355,8646	636,677882	13328
RDC	1870,9063	4,37	8175,86053	160,879322	13489
S-SOL1	9921,1842	-4,33	-42958,7276	-845,314198	12644
S-SOL2	9510,1418	-6,12	-58202,0678	-1145,26284	11499
		Somme	584361,522		

Tableau IV.7. Résultantes distribution du des forces sismiques (sens Y)

### IV.7 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit (RPA2024 article 4.43)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le tableau 5.2, ne doivent pas dépasser 0.0150 de la hauteur de l'étage

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après la modélisation de la structure par le logiciel « Robot Structural Analysis 2024 » On peut avoir le déplacement dans chaque niveau dans la combinaison

Etage	$\Delta kx$	$\Delta ky$	0.015h	Vérification
S-sol1	0,008	0,002	4,38	C.V
S-sol2	0,018	0,014	6,495	C.V
RDC	0,078	0,046	4,86	C.V
1	0,135	0,025	4,35	C.V
2	0,277	0,075	4,8	C.V
3	0,367	0,091	4,8	C.V
4	0,433	0,1	4,8	C.V
5	0,472	0,103	4,8	C.V
6	0,474	0,094	4,8	C.V
7	0,488	0,103	4,8	C.V
8	0,491	0,1	4,8	C.V
9	0,865	0,158	4,8	C.V

Tableau IV.8. Vérification des déplacements

### IV.8 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :(RPA2024 article 5.9)

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau

$h_k$  : Hauteur de l'étage

Etage	$P_k$	$h_k$	$V_k$	$\Delta_k$	$\Theta$	$V_k'$	$\Delta_k'$	$\theta'$	$\theta < 0,1$
9	8,5654	2,9	6,5397	0,865	0,03907	5,5805	0,158	0,0836	c.v
8	5434,75	3,23	3792,5	0,491	0,0998	3236,3	0,1	0,052	c.v

7	4234,54	3,23	6427	0,488	0,09954	5484,4	0,103	0,0246	c.v
6	4219,86	3,23	8738,1	0,474	0,07087	7456,5	0,094	0,0165	c.v
5	4277,2	3,23	10762	0,433	0,05328	9183,5	0,103	0,0149	c.v
4	4227,22	3,23	12447	0,367	0,03859	10622	0,1	0,0123	c.v
3	4234,54	3,23	13820	0,367	0,03481	11793	0,091	0,0101	c.v
2	4219,86	3,23	14873	0,277	0,02433	12692	0,075	0,0077	c.v
1	4257,35	3,23	15619	0,135	0,01139	13328	0,025	0,0025	c.v
RDC	1870,91	3,24	15808	0,078	0,00285	13489	0,046	0,002	c.v
S-sol1	9921,18	4,33	14817	0,018	0,00278	12644	0,014	0,0025	c.v
S-sol2	9510,14	2,92	13475	0,008	0,00193	11499	0,002	0,0006	c.v

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P-Δ

### IV.9 Vérification de L'effort normal réduit

- Vérification l'effort normal réduit (RPA2024 art 7.4.3)

Section	$N_u$	$f_{c28}$	$\frac{N_u}{B \cdot f_{c28}}$	$\frac{N_u}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.35$
(60×60)	3036,65	30	0.28	Condition vérifiée
(50x50)	2137.73	30	0.29	Condition vérifiée

Tableau IV.10. Vérification des forces normale réduit

### IV.10 Vérification de la stabilité au renversement

- Sens X

etage	Fi	hi	Mr	Wi	l	Ms	Calcul	vérification
9	6,539652	2,9	18,964991	8,6957	19,91	173,13139	9,1289993	C.V
8	3785,9813	3,23	12228,72	4729,225	19,43	91888,844	7,51418357	C.V
7	2634,4875	3,23	8509,3945	4921,392	20,09	98870,763	11,6190128	C.V
6	2311,0517	3,23	7464,697	3734,381	20,91	78085,896	10,4606921	C.V
5	2023,8806	3,23	6537,1344	1379,629	20,91	28848,042	4,41294923	C.V
4	1685,3802	3,23	5443,7779	3905,759	20,9	81630,361	14,9951674	C.V
3	1372,902	3,23	4434,4734	3778,361	20,91	79005,533	17,8162153	C.V
2	1052,8665	3,23	3400,7588	3763,29	20,91	78690,4	23,1390713	C.V
1	746,10649	3,23	2409,924	3530,894	20,91	73830,985	30,6362303	C.V

<b>RDC</b>	188,53035	3,24	610,83834	1932,893	20,9	40397,464	66,1344595	C.V
<b>S-SOL1</b>	-990,602	4,33	-4289,307	10594,66	20,91	221534,25	-51,648032	C.V
<b>S-SOL2</b>	-1342,104	2,92	-3918,944	10259,06	19,62	201282,71	-51,361464	C.V

**Tableau VIIV.11.** Vérification de renversement au sens longitudinal

▪ Sens Y

etage	Fi	hi	Mr	Wi	I	Ms	calcul	verification
<b>9</b>	5,58050606	2,9	16,183468	8,6957	19,91	173,13139	10,6980402	C.V
<b>8</b>	3230,70579	3,23	10435,18	4729,225	19,43	91888,844	8,80567909	C.V
<b>7</b>	2248,09719	3,23	7261,3539	4921,392	20,09	98870,763	13,6160232	C.V
<b>6</b>	1972,09852	3,23	6369,8782	3734,381	20,91	78085,896	12,2586168	C.V
<b>5</b>	1727,04575	3,23	5578,3578	1379,629	20,91	28848,042	5,17142205	C.V
<b>4</b>	1438,19185	3,23	4645,3597	3905,759	20,9	81630,361	17,5724522	C.V
<b>3</b>	1171,54366	3,23	3784,086	3778,361	20,91	79005,533	20,8783659	C.V
<b>2</b>	898,446567	3,23	2901,9824	3763,29	20,91	78690,4	27,1160845	C.V
<b>1</b>	636,677882	3,23	2056,4696	3530,894	20,91	73830,985	35,9018128	C.V
<b>RDC</b>	160,879322	3,24	521,249	1932,893	20,9	40397,464	77,5012776	C.V
<b>S-SOL1</b>	845,314198	4,33	3660,2105	10594,66	20,91	221534,25	60,5250043	C.V
<b>S-SOL2</b>	-1145,2628	2,92	-3344,167	10259,06	19,62	201282,71	-60,189183	C.V

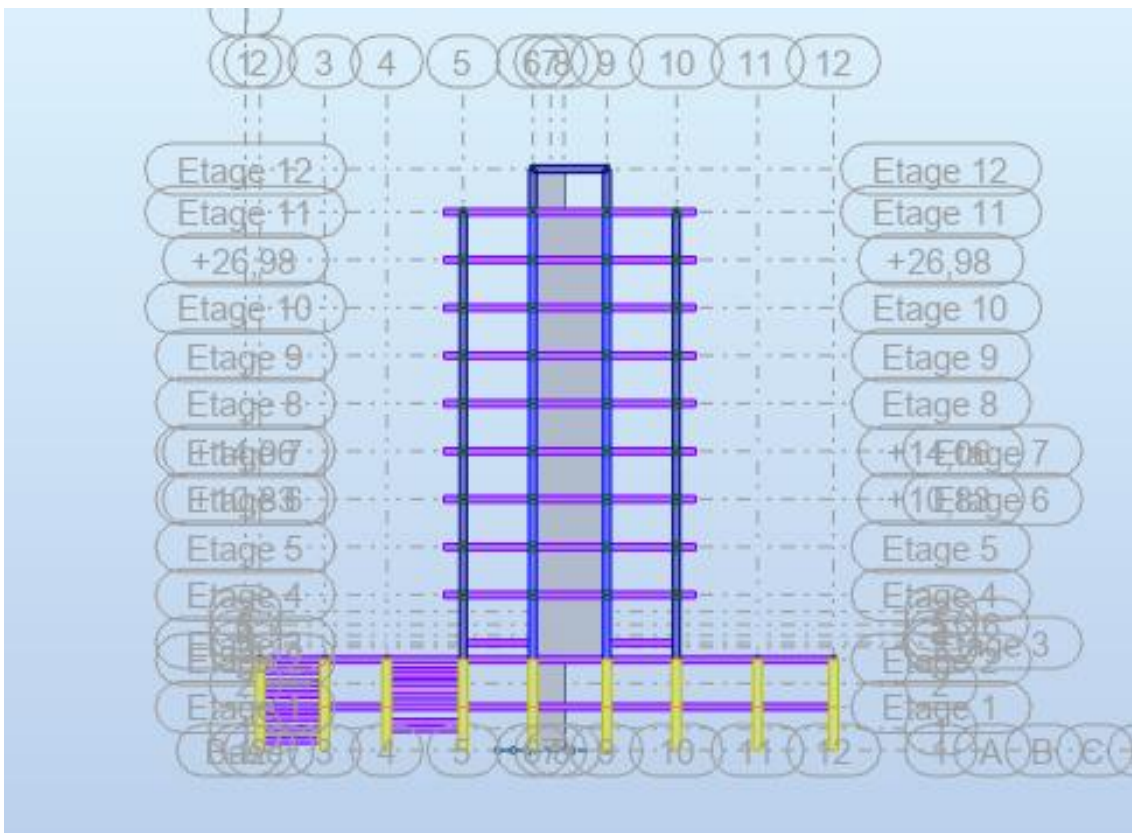
**Tableau IV.12.** Vérification de renversement au sens transversal

**IV.11 Conclusion**

D’après l’étude de ce chapitre, réalisée conformément au RPA 2024, tous les résultats sont fiables et confirment la conformité de la structure aux exigences du règlement.

# Chapitre V

## V Etude des éléments structuraux



## V.1 Introduction

Un portique est une structure composée d'un élément horizontal, soutenu par plusieurs éléments verticaux, entre lesquels il est possible de se déplacer ; Pour calculer les efforts internes de la structure, nous avons utilisé un programme ROBOT 2014.

## V.2 Combinaisons dus aux charges

- **Combinaisons BAEL** : d'après CBA93 et BAEL91mod.99 :
  - ELU :  $1.35G + 1.5Q$
  - ELS :  $G + Q$

## V.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, soumises aux efforts suivants :

- ✓ Moment fléchissant.
- ✓ Effort tranchant.
- ✓ Effort normal.

### Les recommandations du RPA 2024 :

- **Armatures longitudinales** :
  - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
  - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
    - ✓ 4% en zone courante.
    - ✓ 6% en zone de recouvrement.
  - La longueur minimale de recouvrement est de :  $60\phi$  (en zone VI).
  - L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué conformément avec des crochets à  $90^\circ$ .
- **Armatures transversales** :

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm.

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :
  - ✓ Dans les zone critiques :  $S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17.5cm ; 6\phi_l\right)$

Avec :

$h$ : hauteur de la poutre

$\varnothing t$  : diamètre des armatures de confinement

$\varnothing l$  : diamètre minimal des barres longitudinales

$$\checkmark \text{ En dehors de la zone critique : } S' \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

$$S' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing l\right) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

$\varnothing l$  : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.3.1 Etude de la poutre principale

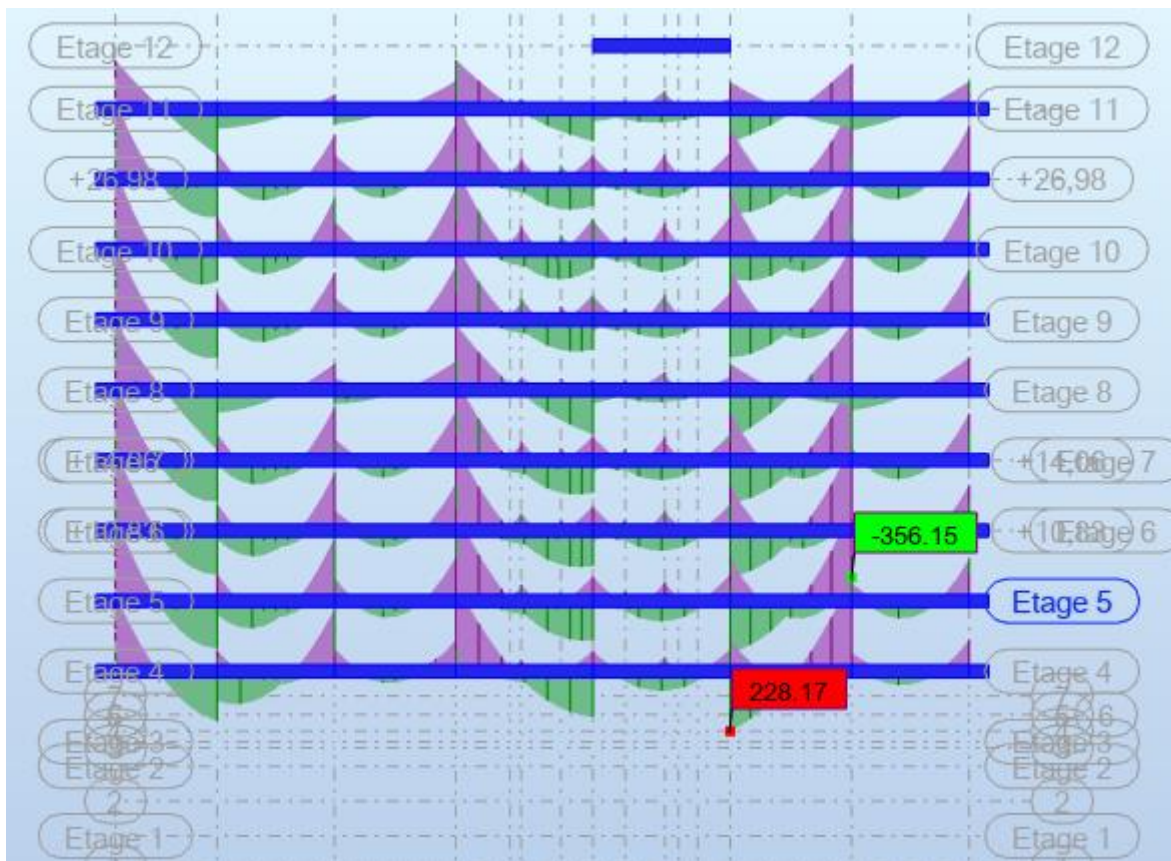


Figure V.1. Moments max a ELU des poutres principales

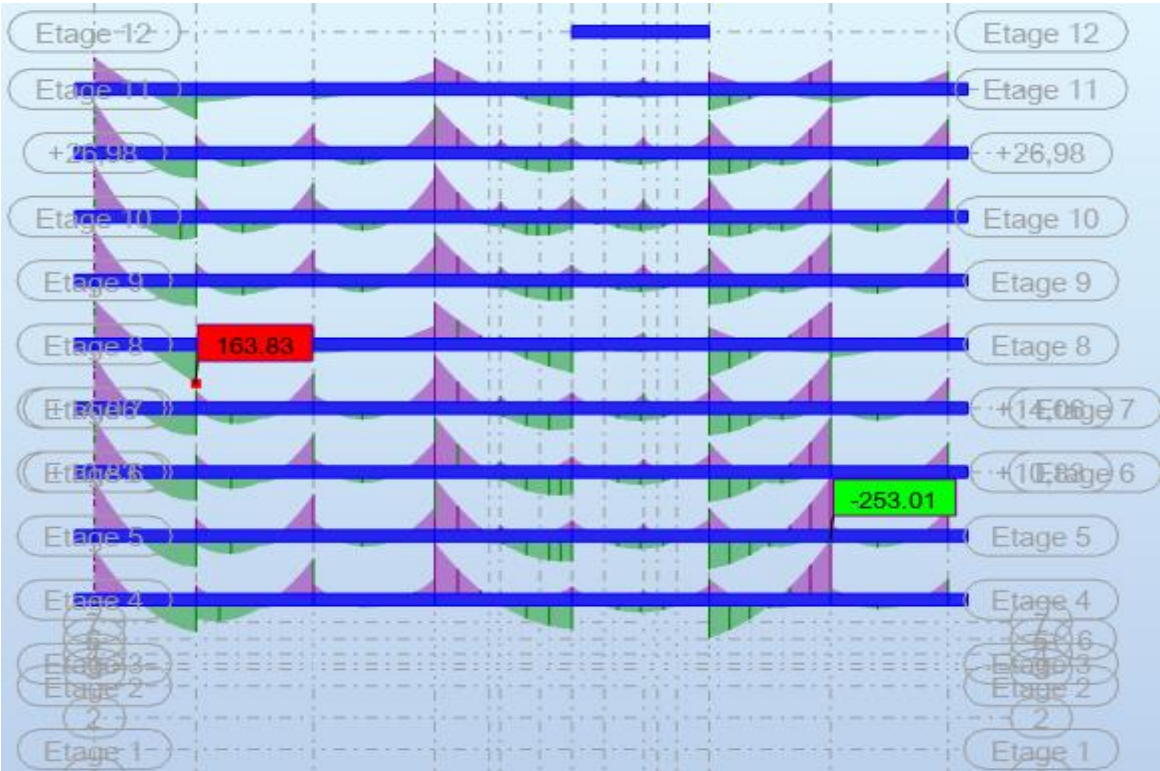


Figure V.2. Moments max à ELS des poutres principales

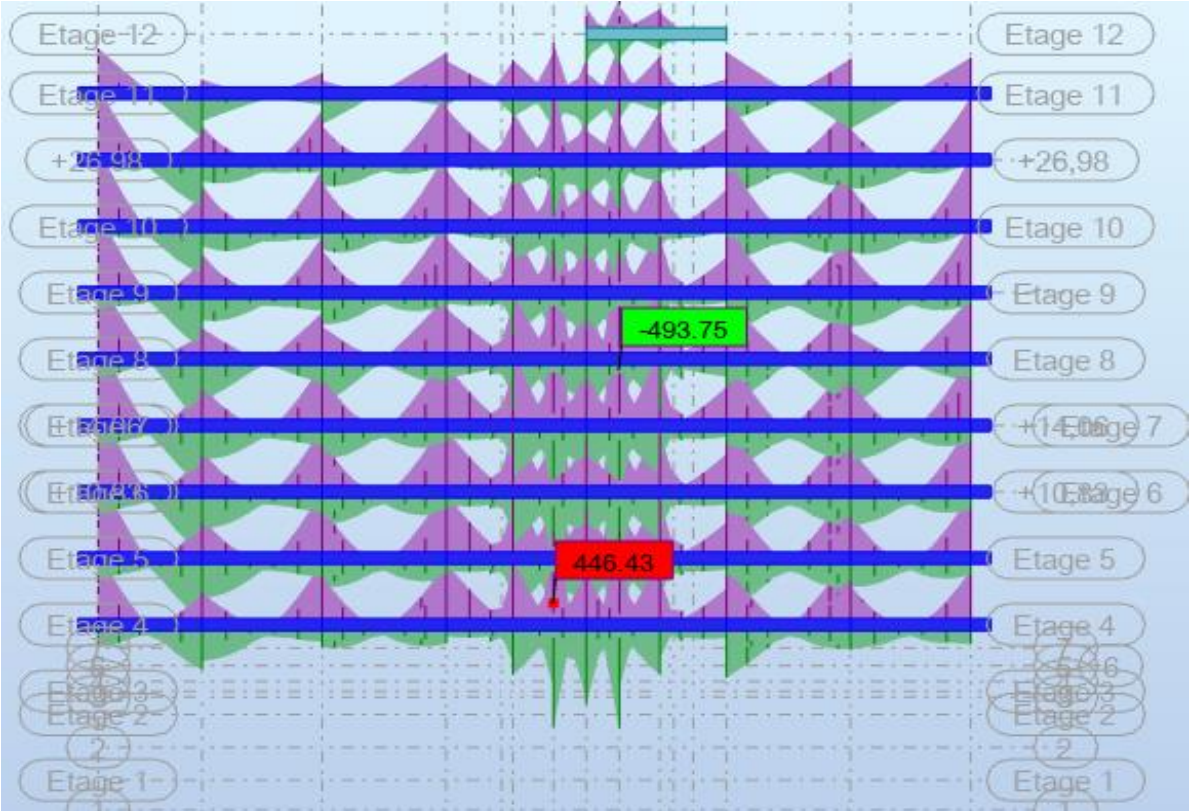


Figure V.3. Moments max à ACC des poutres principales

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ACC	
	Mu max (KN.m)	Mu min (KN.m)	Mser max (KN.m)	Mser min (KN.m)	Ma max (KN.m)	Ma min (KN.m)
(60 × 35)	228.17	-356.15	163.83	-253.01	446.43	-493.75

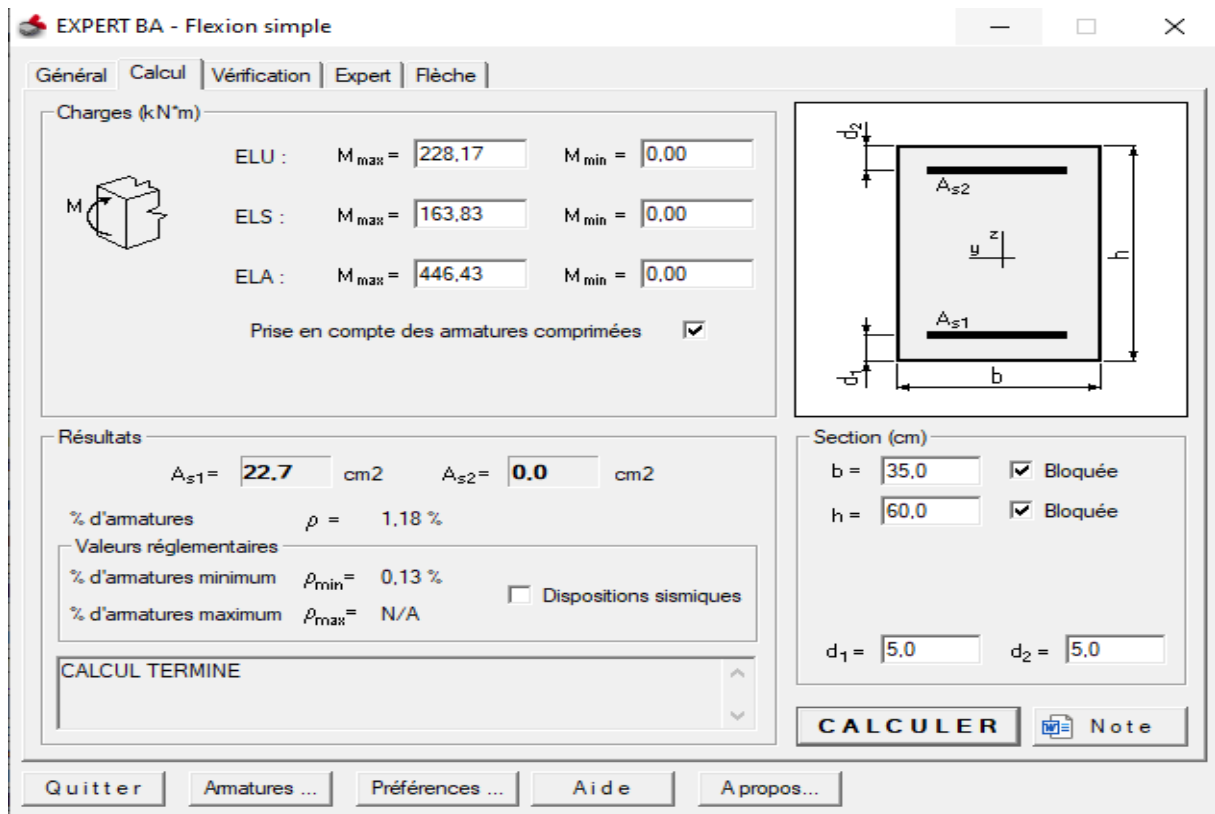
Tableau V.1. Les moments max dans les poutres principales

V.3.1.1 Calcul ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec le robot expert :

h=0.6m , b=0.35m , d=0.9h=0.54m , Fc28=30MPa , Ft28=2.4MPa

➤ Ferrailage en travées :



FigureV.4. As travée cal des poutres principales

As cal = 22.7cm<sup>2</sup>

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 54 \times \frac{2.4}{400} = 2.6082\text{cm}^2$$

Avec : Ft<sub>28</sub> = 0.6+0.06\*fc<sub>28</sub> = 2.4MPa.

Amin < As cal ..... CV

➤ **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{Rpa \min} = 0.5\% \times b \times h = 10.5 \text{ cm}^2 < A_{S \text{ cal}} = 22.7 \text{ cm}^2$$

➤ **Leur pourcentage maximal sera de :**

$$A_{\max} = 4\% = 84 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% = 126 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$A_{\max} = 126 \text{ cm}^2 > A_{S \text{ cal}} = 22.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\text{Donc : } A_s = 22.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 5\text{HA}20 + 5\text{HA}14 = 23.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage en appuis :**

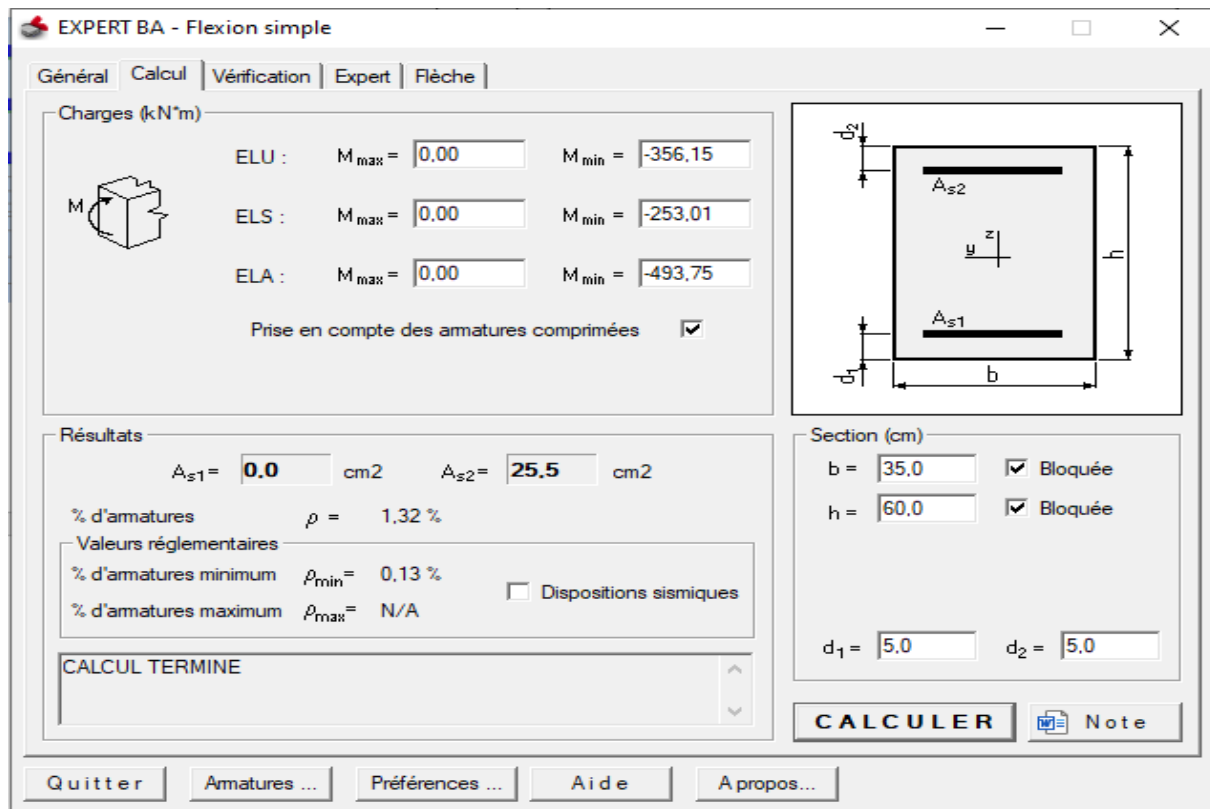


Figure V.5. As appuis cal de poutres principales

$$A_{s \text{ cal}} = 25.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 35 \times 54 \times \frac{2.4}{400} = 2.6082 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.4 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} < A_{s \text{ cal}} \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{Rpa \min} = 0.5\% \times b \times h = 10.5 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 25.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Leur pourcentage maximal sera de :**

$A_{\max} = 4\% = 84 \text{ cm}^2$  en zone courante.

$A_{\max} = 6\% = 126 \text{ cm}^2$  en zone de recouvrement.

$A_{\max} = 126 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ cal}} = 25.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifier

Donc :  $A_s = 25.5 \text{ cm}^2$

On adopte :  $5\text{HA}20 + 5\text{HA}16 = 25.76 \text{ cm}^2$

➤ **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 60 \times \emptyset$  en zone de recouvrement

$\emptyset$  : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour  $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 85 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 60 \times 1.6 = 96 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 100 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 60 \times 2 = 120 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 125 \text{ cm}$

### V.3.1.2 Calcul ferrailage transversale

$$\emptyset \leq \min \left( \emptyset l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \emptyset \leq \min \left( \emptyset l ; \frac{60}{35} ; \frac{35}{10} \right) = 1.4 \text{ cm}$$

Donc en prend  $\Phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul l'espace maximum entre les armatures transversales :**

✓ Dans les zone critiques :  $S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 24\emptyset t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\emptyset l \right) = 8.4 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 8.4 \text{ cm}$

✓ En dehors de la zone critique :  $S' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$

### V.3.1.3 Vérification de contraintes tangentielles

D'après logiciel robot 2024 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.33 \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$  conditon vérifier

V.3.2 Etude de la poutre secondaire :

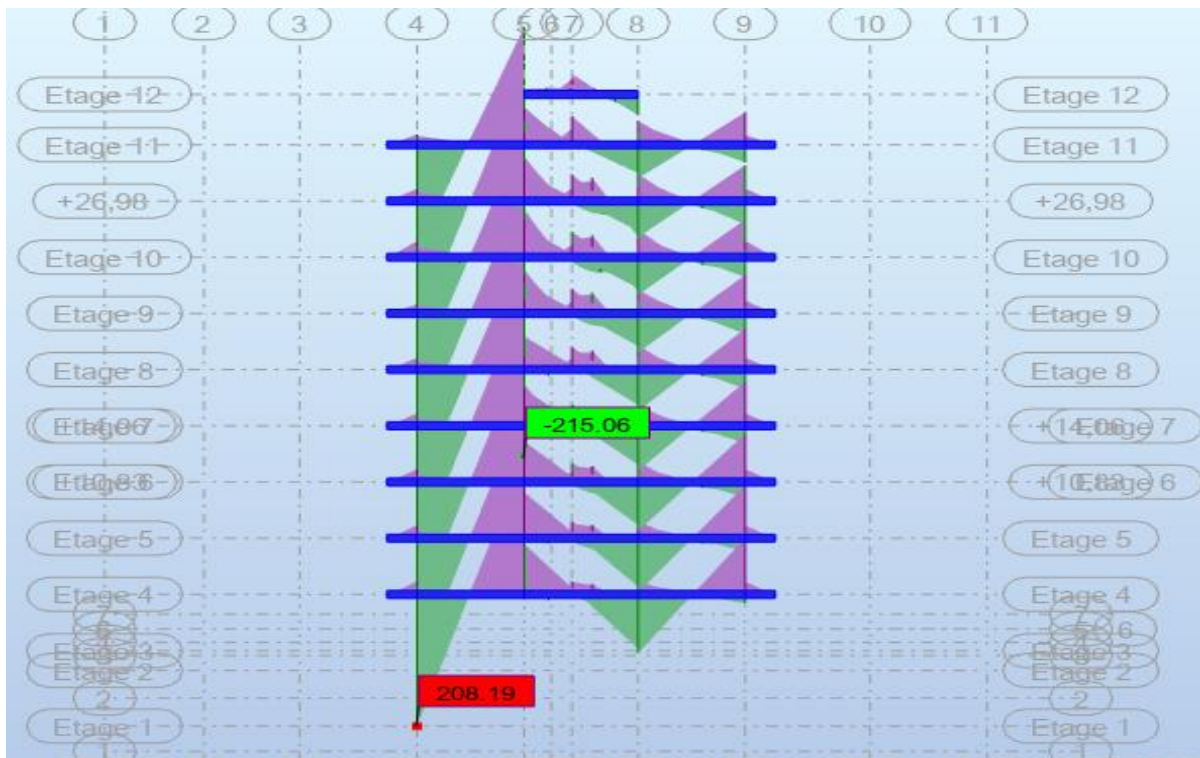


Figure V.6. Moments max a ELU des poutres secondaires

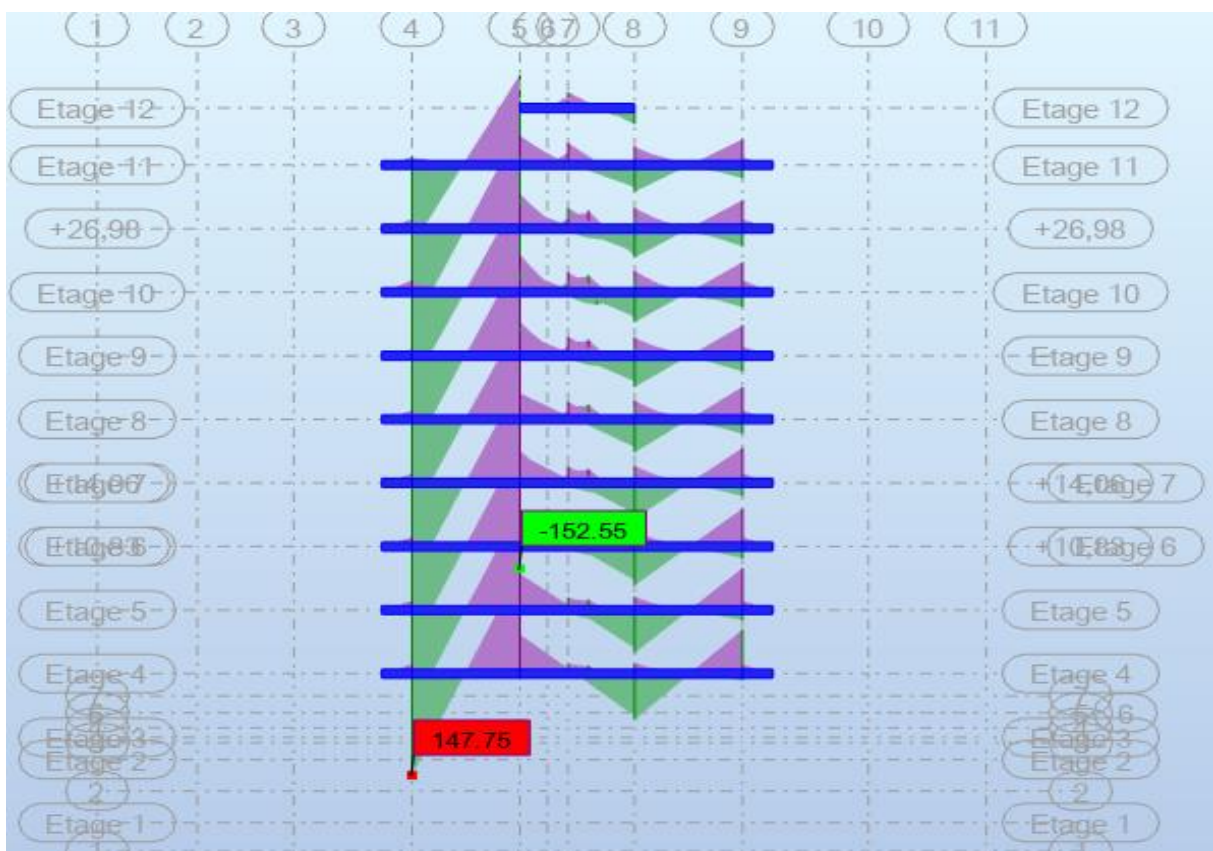


Figure V.7. Moments max à ELS des poutres secondaires

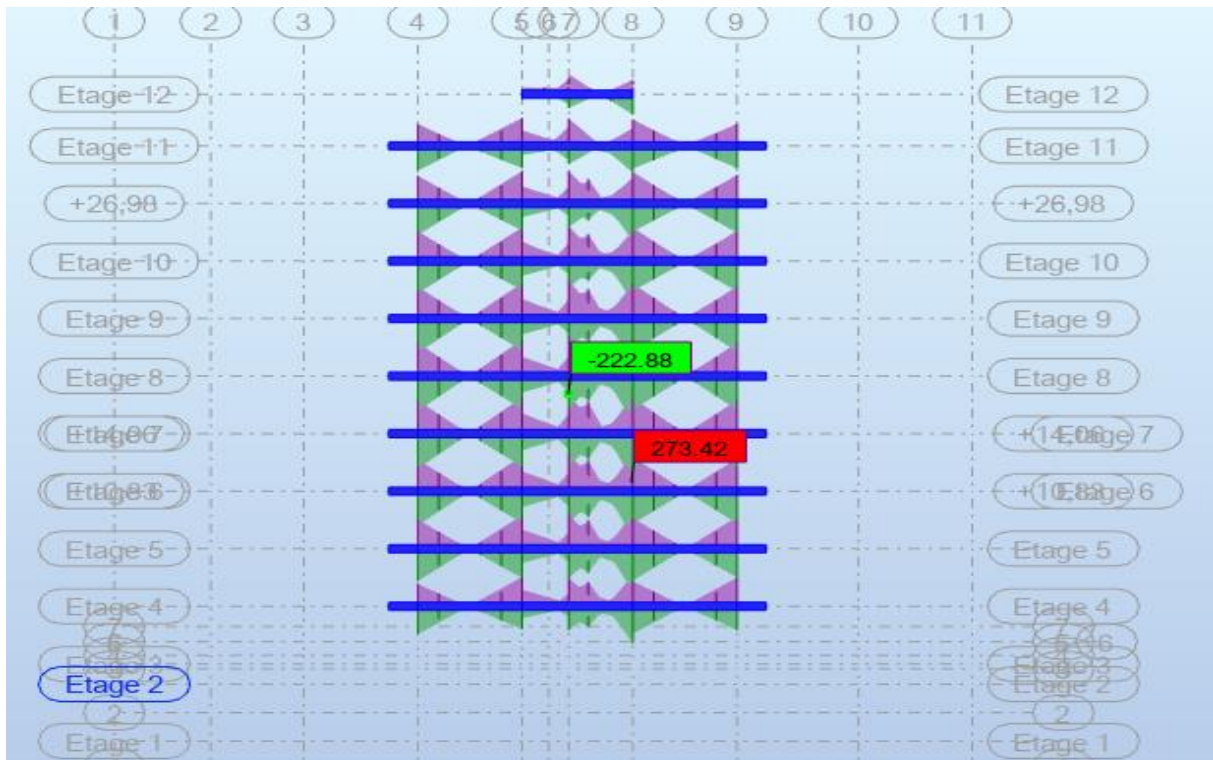


Figure V.8. Moments max à ACC des poutres secondaires

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ACC	
	$Mu_{max}$ (KN.m)	$Mu_{min}$ (KN.m)	$Mser_{max}$ (KN.m)	$Mser_{min}$ (KN.m)	$Ma_{max}$ (KN.m)	$Ma_{min}$ (KN.m)
(45 × 30)	208.19	-215.06	147.75	-152.55	273.42	-222.88

Tableau V.2. Les moments max dans les poutres secondaires

### V.3.2.1 Calcul ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec le robot expert :

$$h=0.45m, b=0.30m, d=0.9h=0.405m, Fc28=30MPa, Ft28=2.4MPa$$

➤ Ferrailage en travées :

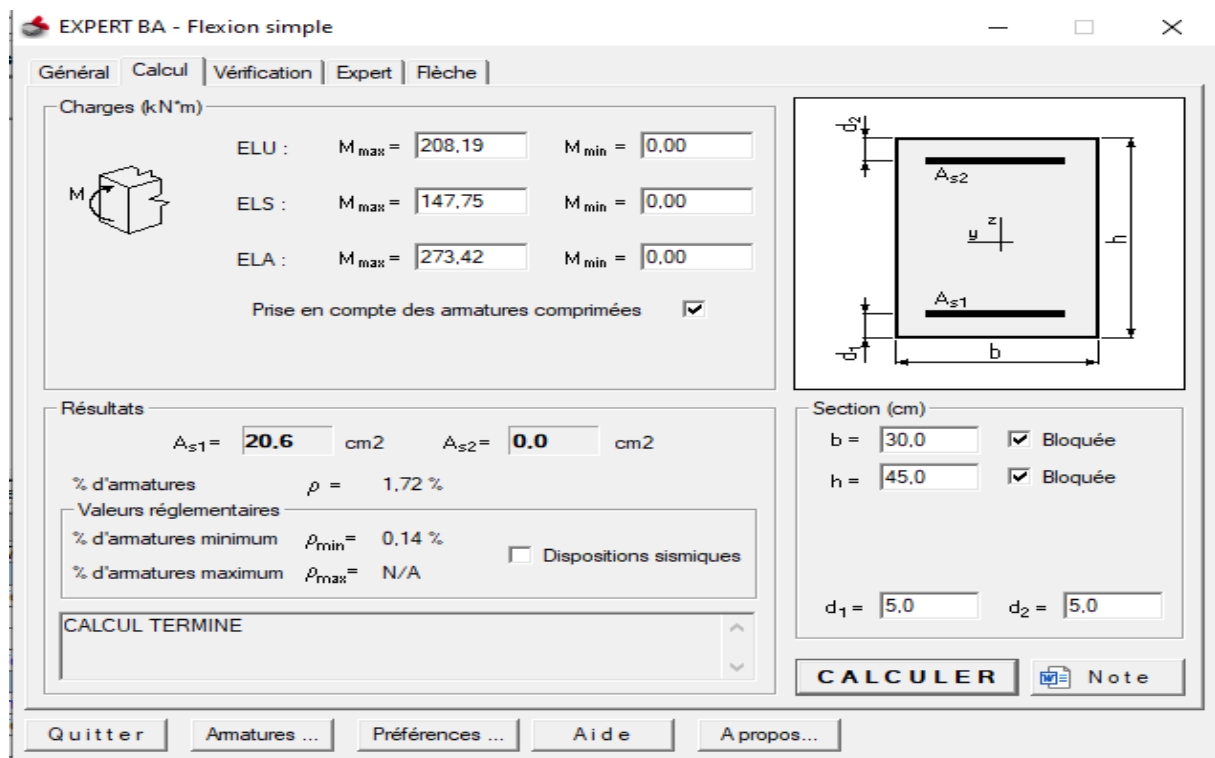


Figure V.9. As travée cal des poutres secondaires

As cal = 20.6cm<sup>2</sup>

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.4}{400} = 1.6767cm^2$$

Avec :  $F_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.4MPa$ .

$A_{min} < A_{s \text{ cal}} \dots \dots CV$

➤ Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{Rpa \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h = 6.75cm^2 < A_{s \text{ cal}} = 20.6cm^2$$

➤ Leur pourcentage maximal sera de :

$A_{max} = 4\% = 54cm^2$  en zone courante.

$A_{max} = 6\% = 81cm^2$  en zone de recouvrement.

$A_{max} = 81cm^2 > A_{s \text{ cal}} = 20.6cm^2 \Rightarrow$  condition vérifier

Donc :  $A_s = 20.6cm^2$

On adopte :  $5HA20 + 5HA14 = 23.4cm^2$

➤ Ferrailage en appuis :

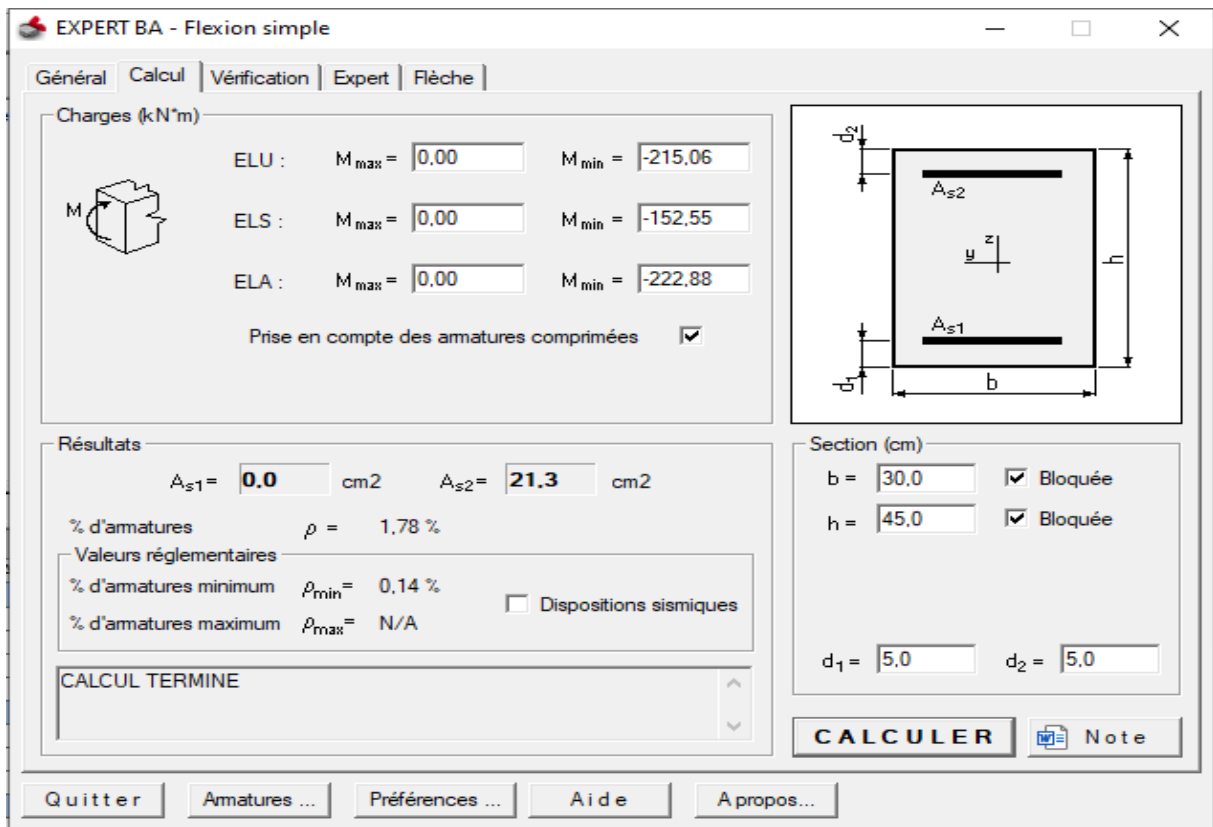


Figure V.10. As appuis cal des poutres secondaires

As cal = 21.3cm<sup>2</sup>

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.4}{400} = 1.6767 \text{ cm}^2$$

Avec :  $F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$ .

$A_{min} < A_{s \text{ cal}} \dots \dots \text{ CV}$

➤ Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{Rpa \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 21.3 \text{ cm}^2$$

➤ Leur pourcentage maximal sera de :

$A_{max} = 4\% = 54 \text{ cm}^2$  en zone courante.

$A_{max} = 6\% = 81 \text{ cm}^2$  en zone de recouvrement.

$A_{max} = 81 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ cal}} = 21.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifier

Donc :  $A_s = 21.3 \text{ cm}^2$

On adopte :  $5\text{HA}20 + 5\text{HA}14 = 23.4 \text{ cm}^2$

➤ **Les longueurs de recouvrement :**

$l_r > 60 \times \emptyset$  en zone de recouvrement

$\emptyset$  : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour  $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 85 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 60 \times 2 = 120 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 125 \text{ cm}$ .

**V.3.2.2 Calcul ferrailage transversale**

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \emptyset \leq \min\left(\emptyset l; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1.28 \text{ cm}$$

Donc en prend  $\Phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul l'espace maximum entre les armatures transversales :**

✓ Dans les zone critiques :  $S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\emptyset t; 17.5 \text{ cm}; 6\emptyset l\right) = 8.4 \text{ cm}$

Soit **St = 8.4cm**

✓ En dehors de la zone critique :  $S' \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Soit **St = 20cm**

**V.3.2.3 Vérification de contraintes tangentielles**

D'après logiciel robot 2024 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \quad \text{conditon vérifier}$$

V.3.3. Schema de ferrailage des poutres

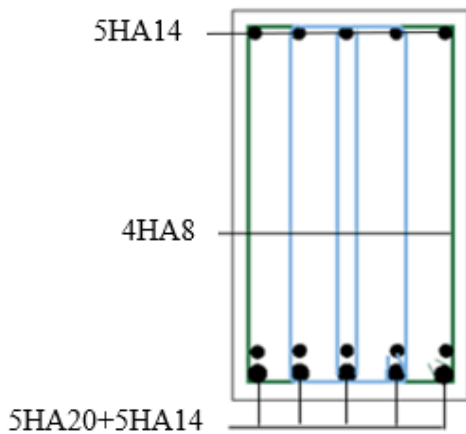


Figure V.11. Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau de travée

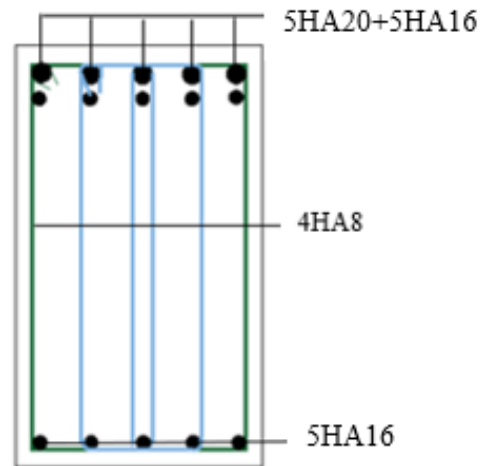


Figure V.12. Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis

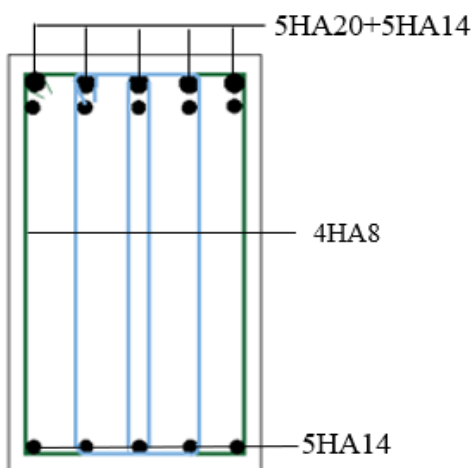


Figure V.13. Coupe de ferrailage des poutres Secondaires au niveau de travée

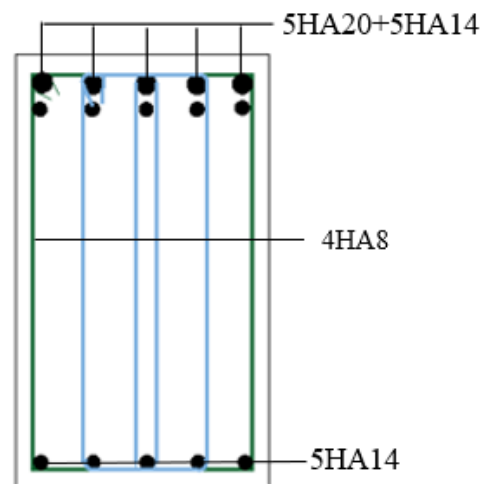


Figure V.14. Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis

V.4 Ferrailage des poteaux

Les poteaux ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations ( **N** et **Mf** ) à la base de la structure leur ferrailage se fait à la flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal).

- ❖  $N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1$
- ❖  $M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \rightarrow A = \max (A_1 , A_2 , A_3)$
- ❖  $N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3$

Les recommandations du RPA 2024 :

➤ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :
  - ✓ 1.0% en zones VI.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :
  - ✓  $60\phi$  en zones VI.
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
  - ✓ 15cm en zones VI.

Dans les zones critiques des poteaux, des armatures de confinement et des étriers d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement suffisant pour assurer un minimum de ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre, proprement dit, et les extrémités des éléments (poutres et poteaux) qui y concourent.

➤ **Armatures transversales :**

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la forme :

$$\checkmark \frac{At}{t} = \frac{(\rho a.Vu)}{(h_1.f_e)}$$

Avec :

At : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

Vu : effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant ; il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.

t : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par Eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

✓ dans la zone nodale (zone critique):  $t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}, 10cm, 60\phi l\right)$  : en zones VI

Avec :

$b_0$  : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

$\phi l$  : diamètre minimal des barres longitudinales

✓ dans la zone courante :  $t' \leq \text{Min}\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi l\right)$  : en zones VI

Où :  $\phi l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\left(\frac{A_t}{t.b_1}\right)$  en % est donnée comme suit :

0.3% si :  $\lambda g \geq 5$

0.8% si :  $\lambda g \leq 3$

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si :  $3 < \lambda g < 5$

Où :  $\lambda g$  est l'élanement géométrique du poteau :  $\lambda g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de (10  $\phi t$ ) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

## V.4.1 Calcul le ferrailage du poteau

### V.4.1.1 Poteau 60 × 60

#### V.4.1.1.1 Calcul ferrailage longitudinal

Les sollicitations sur le poteau :

Poteau 60 × 60	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	2872.16	10.95	159.52
ACC	249.16	-203.01	351.45
ACC	156.56	-8.29	804.43
ACC	-135.45	-77.56	-434.51

Tableau V.3. Les sollicitations sur le poteau 60 × 60

➤ La section des armatures calculer :

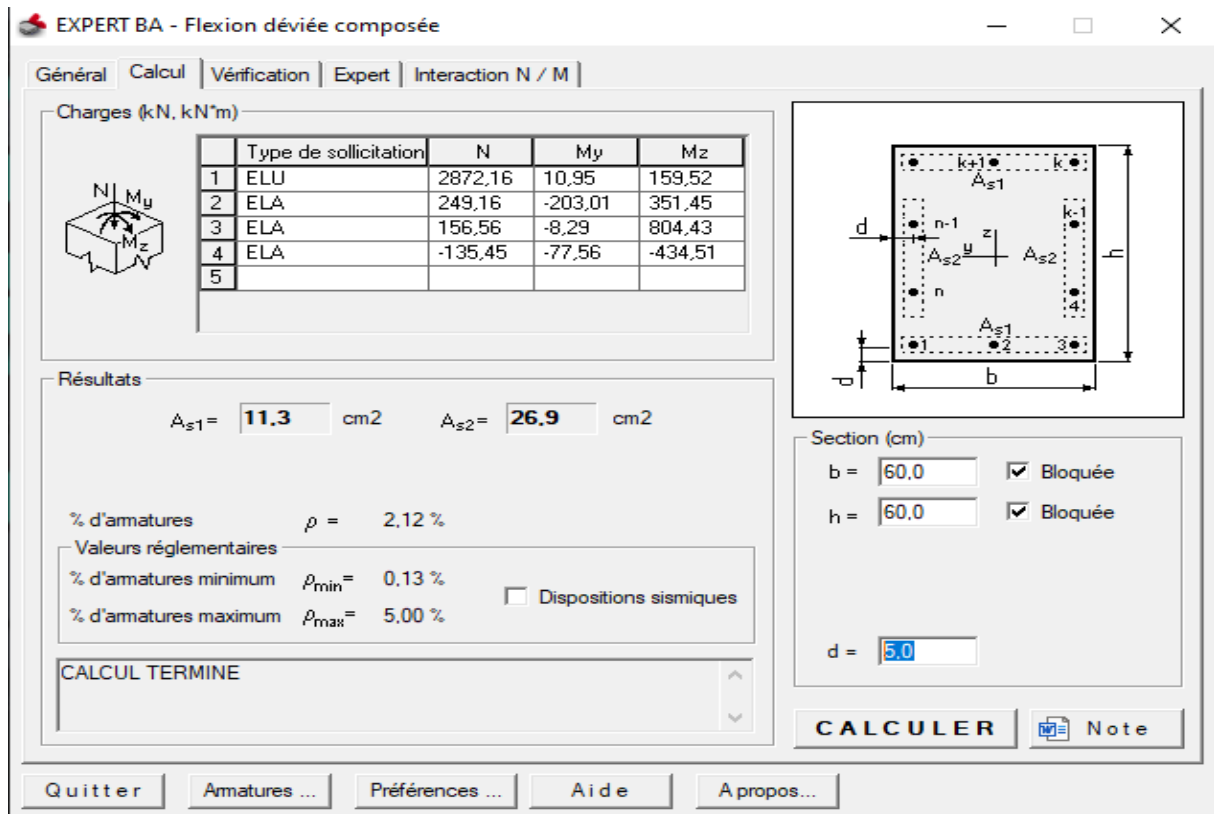


Figure V.15. As cal de poteaux 60× 60

$A_{s \text{ cal}} = (11.3 + 26.9) \times 2 = 76.4 \text{ cm}^2$

➤ **Leur pourcentage minimal sera de :**

$A_{min} = 1.0\% = 36 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 76.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifier

➤ **Leur pourcentage maximal sera de :**

$A_{max} = 4\% = 144 \text{ cm}^2$  en zone courante.

$A_{max} = 8\% = 288 \text{ cm}^2$  en zone de recouvrement.

$A_{max} = 288 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ cal}} = 76.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifier

Donc :  $A_s = 76.4 \text{ cm}^2$

On adopte :  $A_s = 10\text{HA}25 + 8\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 78.24 \text{ cm}^2$

➤ **La longueur minimale des recouvrements est de :**

$l_r > 60 \times \emptyset$  en zone de recouvrement

$\emptyset$  : diamètre max des barres longitudinales dans les poteaux

Pour  $\emptyset = 25 \text{ mm} \rightarrow l_r = 60 \times 2.5 = 150 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 150 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 60 \times 2 = 120 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $l_r = 120 \text{ cm}$ .

Pour  $\varnothing = 10 \text{ mm} \rightarrow lr = 60 \times 1.6 = 60 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 96 \text{ cm}$ .

#### V.4.1.1.2 Calcul ferrailage transversale

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot Vu)}{(h_1 \cdot f_e)}$$

$$\varnothing \leq \min\left(\varnothing l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \varnothing \leq \min\left(\varnothing l; \frac{60}{35}; \frac{60}{10}\right) = 1.6 \text{ cm}$$

Donc en prend  $\Phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul l'espace maximum entre les armatures transversales :**

✓ Dans la zone nodale (zone critique) :  $t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}, 10 \text{ cm}, 60\varnothing l\right) = 10 \text{ cm}$

**Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$**

✓ Dans la zone courante :  $t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\varnothing l\right) = 16 \text{ cm}$

**Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$ , ayant une longueur droite de  $(10 \varnothing_t)$  minimum.

✓  $10\varnothing_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de 8 cm.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

Dans notre cas on a un poteau encastré articulé alors  $L_f = L_0 \times 0.7$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2.92 \times 0.7}{0.6} = 3.4 \quad \text{alors } \rho_a = 3.75$$

La section d'armature transversale est donnée par :

$$\text{Dans la zone nodale: } A_t = \frac{\rho_a \times Vu \times t}{h_1 \cdot F_e} = \frac{3.75 \times 0.1 \times 350.85}{0.6 \times 400} = 0.548 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\text{Dans la zone courante: } A_t = \frac{\rho_a \times Vu \times t}{h_1 \cdot F_e} = \frac{3.75 \times 0.15 \times 350.85}{0.6 \times 400} = 0.822 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

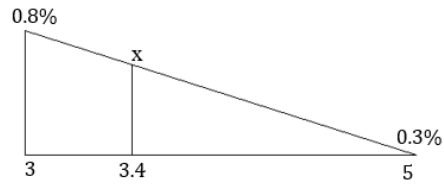
La quantité d'armatures transversales minimale  $\left(\frac{A_t}{t \cdot b_1}\right)$  en % est donnée comme suit :

0.3% si :  $\lambda_g \geq 5$

0.8% si :  $\lambda_g \leq 3$

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si :  $3 < \lambda_g < 5$

Dans notre cas on a  $\lambda_g = 3.4 \rightarrow$  faire une interpolation



**Figure V.16.** Interpolation du  $\lambda g$

$$\frac{0.8 - 0.3}{5 - 3} = \frac{X - 3}{5 - 3.4} \Rightarrow (0.8 - 0.3)(5 - 3.4) = (X - 0.3)(5 - 3)$$

$$1.4 = 2x \Rightarrow x = 0.7$$

Alors  $A_t = 0.007 \times t \times b$

Dans la zone nodale:  $A_t = 0.007 \times 10 \times 60 = 4.2\text{cm}^2$

Dans la zone nodale:  $A_t = 0.007 \times 15 \times 60 = 6.3\text{cm}^2$

#### V.4.1.2 Poteau 50 × 50

##### V.4.1.2.1 Calcul ferrailage longitudinal

Les sollicitations sur le poteau :

Poteau 60 × 60	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	2137.73	26.94	231.09
ACC	1004.72	-378.00	86.78
ACC	1535.47	-51.12	374.53
ACC	-610.19	11.71	-98.74

**Tableau V.4.** Les sollicitations sur le poteau 50 × 50

➤ La section des armatures calculer :

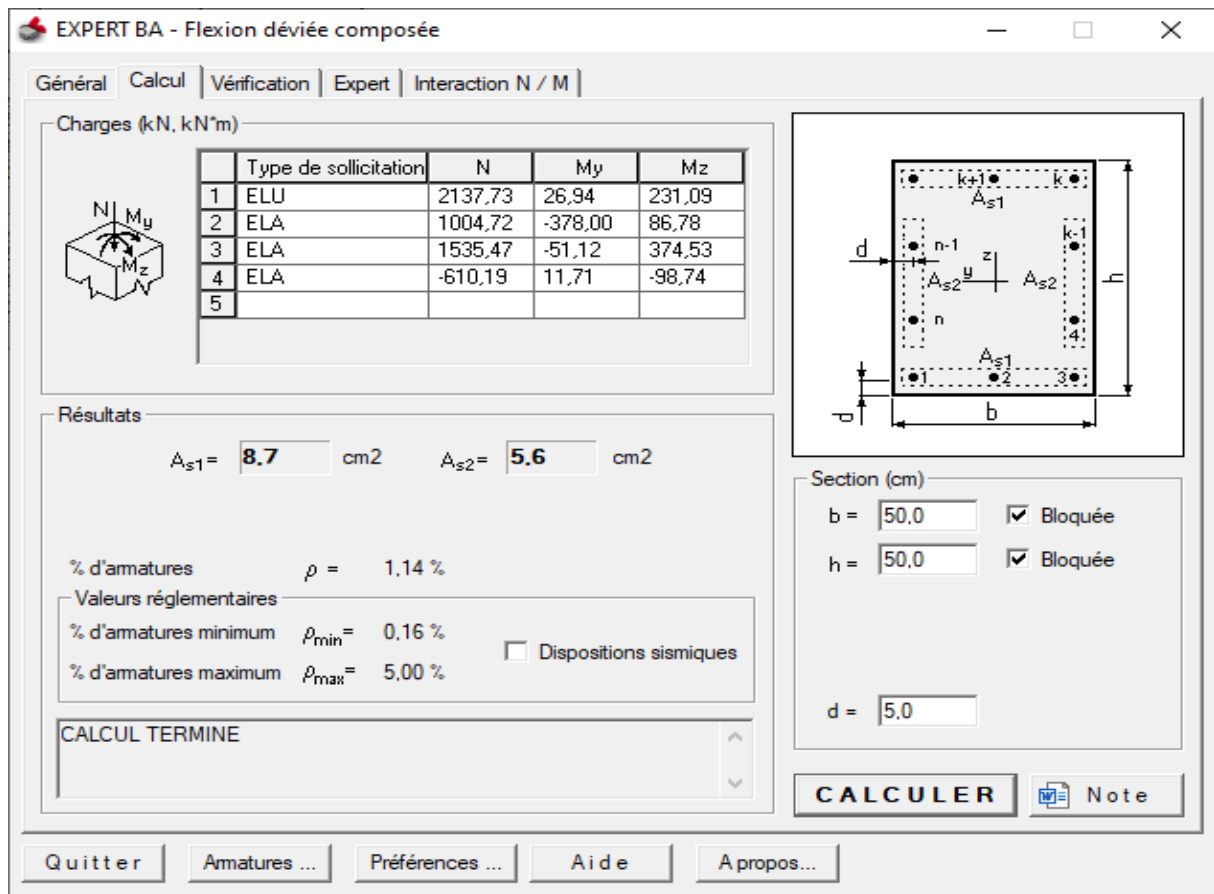


Figure V.17. As cal de poteaux 50× 50

$$A_{s \text{ cal}} = (8.7 + 5.6) \times 2 = 28.6 \text{ cm}^2$$

➤ Leur pourcentage minimal sera de :

$$A_{min} = 1.0\% = 25 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} = 28.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ Leur pourcentage maximal sera de :

$$A_{max} = 4\% = 100 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = 8\% = 200 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$A_{max} = 200 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ cal}} = 28.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\text{Donc : } A_s = 28.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4\text{HA}20 + 8\text{HA}16 = 28.65 \text{ cm}^2$$

➤ La longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 60 \times \emptyset \text{ en zone de recouvrement}$$

$\emptyset$  : diamètre max des barres longitudinales dans les poteaux

Pour  $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 60 \times 2 = 120 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 120 \text{ cm}$ .

Pour  $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 60 \times 1.6 = 96 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 96 \text{ cm}$ .

#### V.4.1.2.2 Calcul ferrailage transversale

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot V_u)}{(h_1 \cdot f_e)}$$

$$\emptyset \leq \min\left(\emptyset l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \emptyset \leq \min\left(\emptyset l; \frac{50}{35}; \frac{50}{10}\right) = 1.428 \text{ cm}$$

Donc en prend  $\Phi = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

#### ➤ Calcul l'espace maximum entre les armatures transversales :

$$\checkmark \text{ Dans la zone nodale (zone critique) : } t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 60\phi l\right) = 10 \text{ cm}$$

**Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$\checkmark \text{ Dans la zone courante : } t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi l\right) = 16 \text{ cm}$$

**Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$ , ayant une longueur droite de  $(10 \phi_t)$  minimum.

$$\checkmark 10\emptyset t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte longueur de } 8 \text{ cm.}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

Dans notre cas on a un poteau encastré articulé alors  $L_f = L_0 \times 0.7$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{3.2 \times 0.7}{0.5} = 4.48 \quad \text{alors } \rho_a = 3.75$$

La section d'armature transversale est donnée par :

$$\text{Dans la zone nodale: } A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \cdot F_e} = \frac{3.75 \times 0.1 \times 113.36}{0.5 \times 400} = 0.212 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\text{Dans la zone courante: } A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \cdot F_e} = \frac{3.75 \times 0.15 \times 113.36}{0.5 \times 400} = 0.318 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale  $\left(\frac{A_t}{t \cdot b_1}\right)$  en % est donnée comme suit :

$$0.3\% \text{ si : } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si : } \lambda_g \leq 3$$

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si :  $3 < \lambda_g < 5$

Dans notre cas on a  $\lambda_g = 4.48 \rightarrow$  faire une interpolation

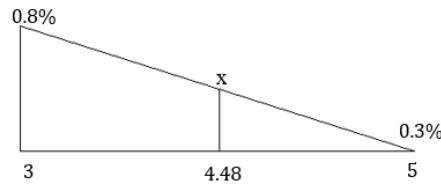


Figure V.18. Interpolation du  $\lambda_g$

$$\frac{0.8 - 0.3}{5 - 3} = \frac{X - 3}{5 - 4.48} \Rightarrow (0.8 - 0.3)(5 - 4.48) = (X - 0.3)(5 - 3)$$

$$0.26 = 2x \Rightarrow x = 0.13$$

$$\text{Alors } A_t = 0.0013 \times t \times b$$

$$\text{Dans la zone nodale: } A_t = 0.0013 \times 10 \times 50 = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone nodale: } A_t = 0.0013 \times 15 \times 50 = 0.975 \text{ cm}^2$$

#### V.4.2 Vérifications nécessaires

##### ➤ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \geq B_{r \text{ calc}} = \frac{Nu}{\beta} \times \frac{1}{\frac{F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.01 \times Fe}{\gamma_s}}$$

$$\text{On a une section rectangulaire alors : } \lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} \times L_f \quad ; \quad L_f = L_0 \times 0.7 \quad ; \quad \beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2$$

Section	Nu (KN)	L <sub>f</sub> (m)	λ	β	B <sub>r</sub> ≥ B <sub>r calc</sub>		Observation
					B <sub>r</sub>	B <sub>r calc</sub>	
60×60	2872.16	2.044	11.8	1.02	0.33	0.1	CV
50×50	3137.73	2.24	15.51	1.03	0.23	0.11	CV

Tableau V.5. Vérification au flambement des différents poteaux

##### ➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ Mpa}$$

$\overline{\sigma}_{bc}$  : d'après logiciel ROBOT 2024

Section (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
60×60	9.03	18	CV
50×50	7.11	18	CV

Tableau V.6. Vérification des contraintes normal

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

D’après RPA 2024 (Art 7.6) la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton,  $\tau_{bu}$ , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite,  $\bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times F_{c28} \quad \text{avec } \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 30 = 1.2\text{Mpa}$$

$\tau_{bu}$  : d’après logiciel ROBOT 2024

Section (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
60×60	3.4	0.04	0.42	1.2	CV
50×50	4.48	0.04	0.34	1.2	CV

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement

V.4.3 Schémas de ferrailage des poteaux

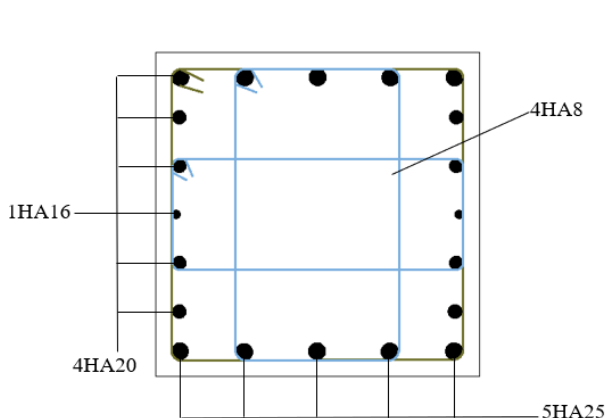


Figure V.19. Coupe de ferrailage des poteaux 60 60

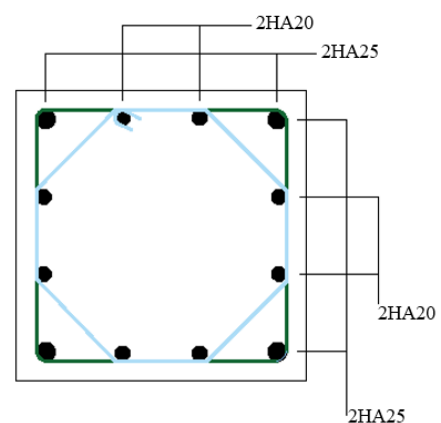


Figure V.20. Coupe de ferrailage des poteaux 50 50

## V.5 Ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles soigneusement calculé et mis en œuvre, permet de résister aux sollicitations mécaniques complexes, il se fait à l'aide du règlement BAEL91 et RPA 2024 pour la vérification.

- ❖  $N \text{ max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1$
- ❖  $M \text{ max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$
- ❖  $N \text{ min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3$

**Les recommandations du RPA 2024 :**

### V.5.1 Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28} \quad \text{Où :} \quad \tau b = \frac{V'}{b_0 \cdot d}$$

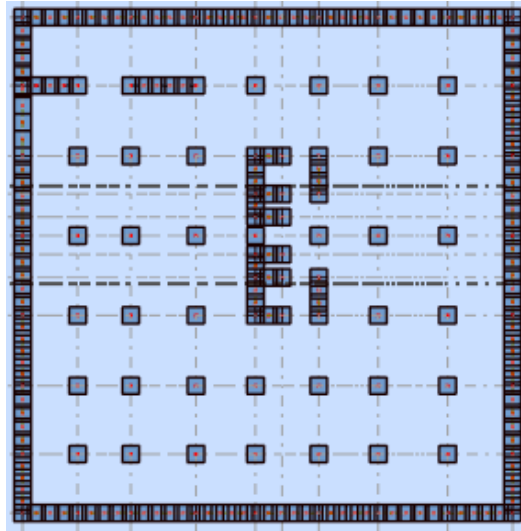
Avec :

- $V = 1.4 V_{u, \text{calcul}}$
- $b_0$  : épaisseur du linteau ou du voile
- $d$  : hauteur utile avec  $d = 0.9h$
- $h$  : hauteur totale de la section brute

### V.5.2 Sollicitations maximales dans le voile

**Tableau V.8.** Les sollicitations des voiles

Sens	X	Y
L(m)	1.8	4.5
e(m)	0.2	0.2
M(kN.m)	1054,90	980,16
N(kN)	-35,63	29,68
V(kN)	795,31	731,35



figureV.21.position des voiles

## V.6 Sens X

### V.6.1 Calcul du ferrailage et de vérifications

- Armatures verticales

$$M_{max} = 1054.90KN.m; N_{max} = -35.63KN; V_{max} = 795.31KN$$

$$\text{Avec : } h = 2.92m; L = 1.8m; e = 0.2m; d' = 0.02m; d = 0.18m$$

- Calcul la longueur de flambement :  $L_f = 0.7L = 0.7 \times (2.92 - 0.6) = 1.624m$
- Calcul l'élanement :  $\lambda = \frac{2\sqrt{3}.L_f}{L} = \frac{2\sqrt{3} \times 1.624}{5} = 1.125$
- Calcul l'excentricité :  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1054.90}{35.63} = 29.6m > \frac{L}{2} = \frac{5}{2} = 2.5m$
- Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda' = \max \left\{ 50; \min \left( 67 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left( 67 \times \frac{29.6}{2.92}; 100 \right) \right\}$$

$$\lambda' = \max \{ 50; \min(679; 100) \} = 100$$

$$\text{Alors : } \lambda = 1.125 < \lambda' = 100 \quad C.V$$

Donc : le voile ne présente pas un risque de flambement

- Calcul le ferrailage

$$\text{On a : } I = \frac{b \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.92^3}{12} = 0.415m^4$$

$$V = V' = \frac{1.8}{2} = 0.9m$$

$$B = b \times L = 0.2 \times 1.8 = 0.36m^2$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot V = \frac{35.63 \times 10^{-3}}{0.36} + \frac{1054.90 \times 10^{-3}}{0.415} \times 0.9 = 2.38MPa \text{ compression} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \cdot V' = \frac{35.63 \times 10^{-3}}{0.36} - \frac{1054.9 \times 10^{-3}}{0.415} \times 0.9 = -2.18MPa \text{ traction} \end{cases}$$

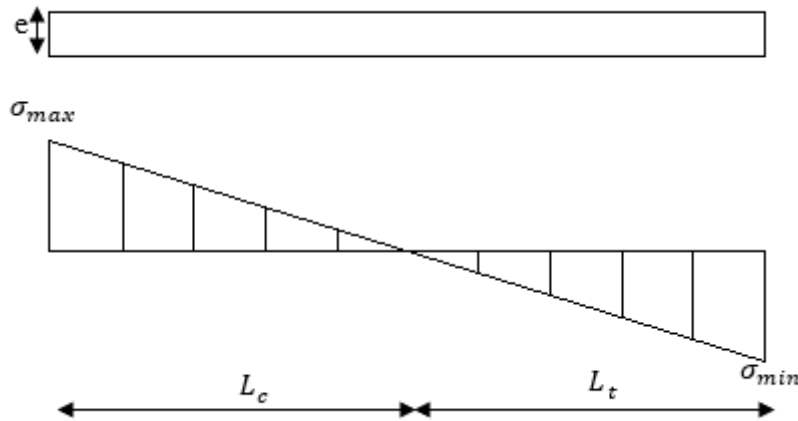


Figure V.22. Diagramme des contraintes de voile sens X

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \times L = \frac{2.38}{2.38 + 2.18} \times 1.8 = 0.94m \\ L_t = L - L_c = 1.8 - 0.94 = 0.86m \end{cases}$$

➤ Calcule l'effort de traction

$$T = \frac{\sigma_{min} \times e}{2} \cdot L_t = \frac{2.18 \times 0.2}{2} \times 0.86 = 0.18MN$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{T}{f_{st}} = \frac{0.18}{348} = 0.000517m^2 = 5.17cm^2$$

Selon le RPA2024 :  $A_{min}^{RPA} = 0.2\%B = 0.002 \times 0.2 \times 1.8 = 7.2cm^2$

➤ Aciers de couture

$$A_s = 5.17cm^2 < A_{min}^{RPA} = 7.2cm^2 \quad \rightarrow \quad A'_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{7.2 \times 1.8}{0.86} = 15.07cm^2$$

➤ Aciers de couture (RPA2024 équation 7.40)

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4V_u$$

$$\text{Alors : } A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 795.31 \times 10^{-3}}{400} = 30.61cm^2$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent

$$\text{Donc : } A_p = 15.07 + 30.61 = 45.68cm^2$$

➤ **Ferraillage minimal**

**Selon le BAEL91**

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{0.2 \times 2.92}{1000}; 0.23 \times 0.2 \times 0.18 \times \frac{2.4}{400}\right)$$

$$A_{min} = 5.84 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 45.68 \text{ cm}^2 > A_s^{BAEL} = 5.84 \text{ cm}^2$$

**Selon le RPA2024**

$$A_{min}^{RPA} = 0.2\%B = 0.002 \times 0.2 \times 1.8 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_v^{cal}; A_{min}^{RPA}; A_{min}^{BAEL}) = 45.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{sv} = 15\text{HA}14 \times 2 = 46.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement des barres verticales : } S_t \leq \min(1.5b_w; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

• **Armatures horizontales**

➤ **La section des armatures horizontales** :  $A_h = \frac{\tau_u \cdot e \cdot S_t}{0.8f_e}$  ;

➤ **La contrainte de cisaillement** :  $\tau_u = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} = 1.4 \times \frac{795,31 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.628} = 2.11 \text{ MPa}$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement (RPA2024 article 7.7.2)**

$$\tau_u = 2.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa} \quad C.V$$

➤ **Espacement des barres horizontales** :  $e \leq \min(1.5b_w; 25 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20; 25 \text{ cm})$

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

$$\text{Donc : } A_h = \frac{\tau_u \cdot e \cdot S_t}{0.8f_e} = \frac{2.11 \times 25 \times 25}{0.8 \times 400} = 4.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.2\%B = 0.002 \times 25 \times 25 = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{sv} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

## V.7 Sens Y

### V.7.1 Calcul du ferraillage et de vérifications

• **Armatures verticales**

$$M_{max} = 980,16 \text{ KN.m}; N_{max} = 29,68 \text{ KN}; V_{max} = 731,35 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } h = 2.92 \text{ m}; L = 4.5 \text{ m}; e = 0.2 \text{ m}; d' = 0.02 \text{ m}; d = 0.18 \text{ m}$$

➤ **Calcul la longueur de flambement** :  $L_f = 0.7L = 0.7 \times (2.92 - 0.6) = 1.624 \text{ m}$

➤ **Calcul l'élancement** :  $\lambda = \frac{2\sqrt{3} \cdot L_f}{L} = \frac{2\sqrt{3} \times 1.624}{5} = 1.125$

➤ **Calcul l'excentricité** :  $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{980,16}{29,68} = 33.02 \text{ m} > \frac{L}{2} = \frac{1.82}{2} = 0.905 \text{ m}$

➤ Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda' = \max \left\{ 50; \min \left( 67 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left( 67 \times \frac{33.02}{2.92}; 100 \right) \right\}$$

$$\lambda' = \max \{ 50; \min(757.65; 100) \} = 100$$

Alors :  $\lambda = 1.125 < \lambda' = 100$  C.V

Donc : le voile ne présente pas un risque de flambement

➤ Calcul le ferrailage

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.92^3}{12} = 0.41 m^4$$

$$V = V' = \frac{4.5}{2} = 2.25 m$$

$$B = b \times h = 0.2 \times 4.5 = 0.9 m^2$$

Donc :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot V = \frac{29,68 \times 10^{-3}}{0.9} + \frac{980,16 \times 10^{-3}}{0.41} \times 2.25 = 5.54 MPa \text{ compression} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \cdot V' = \frac{29,68 \times 10^{-3}}{0.9} - \frac{980,16 \times 10^{-3}}{0.41} \times 2.25 = -5.34 MPa \text{ traction} \end{cases}$$

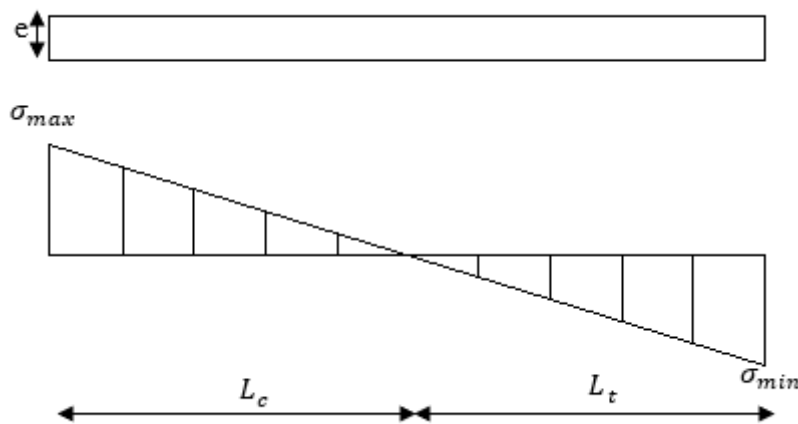


Figure V.23. Diagramme des contraintes de voile sens Y

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \times L = \frac{5.54}{5.54 + 5.34} \times 4.5 = 2.29 m \\ L_t = L - L_c = 4.5 - 2.29 = 2.21 m \end{cases}$$

➤ Calcule l'effort de traction

$$T = \frac{\sigma_{min} \times e}{2} \cdot L_t = \frac{5.34 \times 0.2}{2} \times 2.21 = 1.18 MN$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{T}{f_{st}} = \frac{1.18}{348} = 0.00339m^2 = 3.39cm^2$$

$$\text{Selon le RPA2024 : } A_{min}^{RPA} = 0.2\%B = 0.002 \times 0.2 \times 4.5 = 18cm^2$$

➤ **Aciers de couture**

$$A_s = 3.39cm^2 < A_{min}^{RPA} = 18cm^2 \quad \rightarrow \quad A'_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{18 \times 4.5}{2.21} = 36.65cm^2$$

➤ **Aciers de couture (RPA2024 équation 7.40)**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4V_u$$

$$\text{Alors : } A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 731,35 \times 10^{-3}}{400} = 28.15cm^2$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent

$$\text{Donc : } A_v = 36.65 + 28.15 = 64.8cm^2$$

➤ **Ferraillage minimal**

Selon le BAEL91

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{0.2 \times 2.92}{1000}; 0.23 \times 0.2 \times 0.18 \times \frac{2.4}{400}\right)$$

$$A_{min} = 5.84cm^2$$

$$A_v = 64.8cm^2 > A_s^{BAEL} = 5.84cm^2$$

Selon le RPA2024

$$A_{min}^{RPA} = 0.2\%B = 0.002 \times 0.2 \times 4.5 = 18cm^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_v^{cal}; A_{min}^{RPA}; A_{min}^{BAEL}) = 64.8cm^2$$

$$\text{On adopte : } A_{sv} = 11HA20 = 69.11cm^2$$

Espacement des barres verticales :  $S_t \leq \min(1.5b_w; 25cm) = 25cm$

• **Armatures horizontales**

➤ **La section des armatures horizontales** :  $A_h = \frac{\tau_u \cdot e \cdot S_t}{0.8f_e}$  ;

➤ **La contrainte de cisaillement** :  $\tau_u = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} = 1.4 \times \frac{731,35 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.628} = 1.94MPa$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement (RPA2024 article 7.7.2)**

$$\tau_u = 1.94MPa \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 30 = 6MPa \quad C.V$$

➤ **Espacement des barres horizontales** :  $e \leq \min(1.5b_w; 25cm) = \min(1.5 \times 20; 25cm)$

On prend :  $e = 25cm$

$$\text{Donc : } A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8f_e} = \frac{1.94 \times 25 \times 25}{0.8 \times 400} = 3.78cm^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.2\%B = 0.002 \times 25 \times 25 = 1.25cm^2$$

On adopte :  $A_{sv} = 4HA12 = 4.52cm^2$

### V.8 Schémas de ferrailage d'un voile

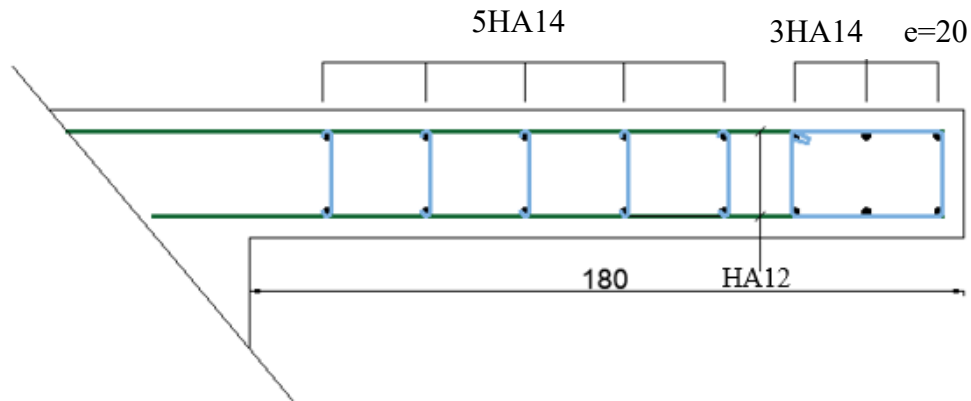


Figure V.24. Schéma de ferrailage de voile sens X

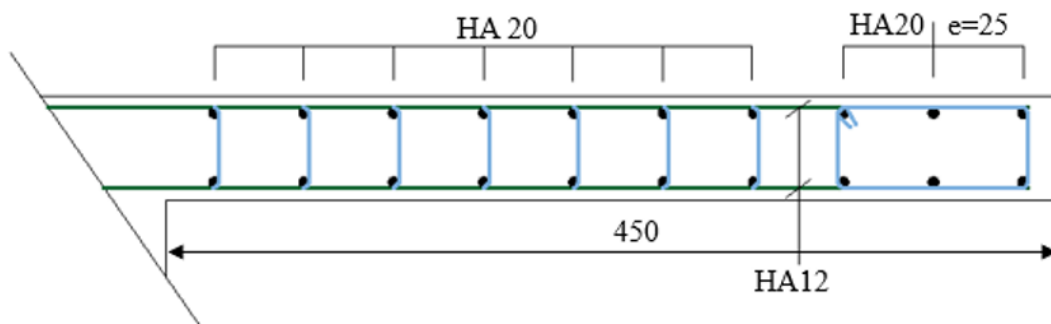
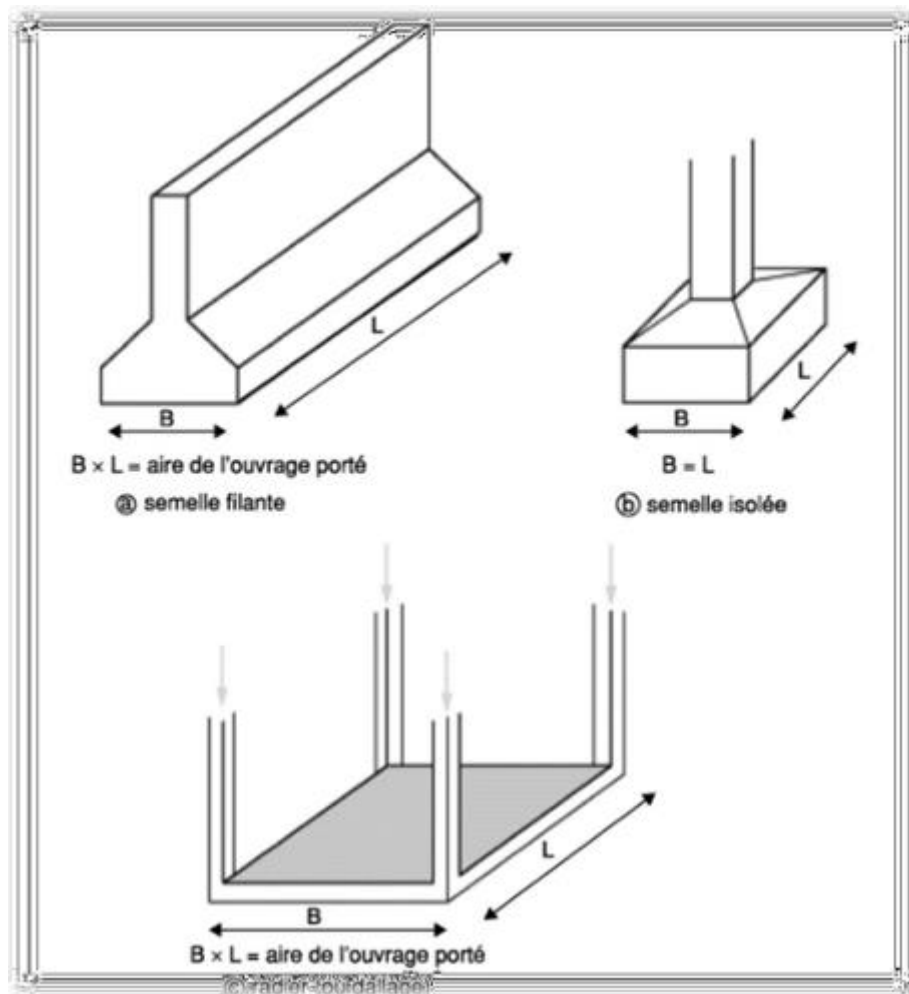


Figure V.25. Schéma de ferrailage de voile sens Y

# Chapitre VI

## VI Calcul des fondations



### VI.1 Introduction

Les fondations d'une construction en béton armé sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

### VI.2 Différents types de fondations

Les fondations peuvent être classées par rapport aux terrains suivant 03 types :

✓ **Fondations superficielles :**

-Semelles isolées. -Semelles filantes. -Radier général.

✓ **Fondations profondes :**

-Fondations sur pieux

✓ **Fondation semi profondes :**

-fondations sur puits

- B : largeur de la semelle.
- D : hauteur de la semelle.

### VI.3 Vérification de type de la semelle

Si  $\frac{S_{\text{totale des fondations}}}{S_{\text{totale du projet}}} \leq 50\% \rightarrow \text{semelles isolées}$

Si  $\frac{S_{\text{totale des fondations}}}{S_{\text{totale du projet}}} > 50\% \rightarrow \text{radier général}$

Le poids total du bâtiment : 2843095 Kg

$$S_{\text{totale des fondations}} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{bar}}} = \frac{56366.1337}{166} = \mathbf{339.55m^2}$$

$$S_{\text{totale du projet}} : 38.71 \times 39.2 = \mathbf{1517.432m^2}$$

$$\frac{S_{\text{totale des fondations}}}{S_{\text{totale du projet}}} \times 100 = 22.37 \% < 50 \%$$

Donc on adopte une semelle isolée sous le poteau et semelle filante sous voile.

### VI.4 Calcul de la surface des semelles isolées

Pour calculer la surface de la semelle isolée on utilise l'effort normale de service maximale  $N_{\text{ser max}}$  à la base du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est un poteau intermédiaire a un effort normal :

$N_{ser \max} = 2154.66 \text{KN}$

Les dimensions des semelles isolées sont proportionnelles à celles du poteau qu'elles supportent, comme on le sait :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \quad \text{et} \quad A = K \times B \quad K = 1$$

Les semelles seront rectangulaires, donc la dimension de la semelle :  $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \cdot \sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2154.66 \times}{1 \times 166}}$

Donc  $A = B = 3.6 \text{m}$

### VI.4.1 Calcul des semelles isolées

Pour les calculs des semelles isolées, on prend les plus sollicitées des semelles intermédiaires.

Semelle	Intermédiaire	
Combinaison	P ( KN )	M ( KN/m )
<b>1.35G+1.5Q</b>	3036.65	147.82
<b>G+Q</b>	2176.76	105.03
<b>G + ψQ ± Ex ± 0.3Ey</b>	2048.37	175.75
<b>G + ψQ ± 0.3Ex ± Ey</b>	1800.96	104.44

**Tableau VI.1.** Les sollicitations pour les poteaux

Après la détermination des dimensions en plan de la semelle par la condition de portance de sol, on passe à l'évaluation des dimensions en élévation, ces dimensions doivent vérifier la condition de rigidité suivante qui nous assure, si elle est vérifiée, que la répartition des réactions du sol, sur sous face de la semelle, et linéaire :

$$h \geq \max(h_1, h_2)$$

Semelle intermédiaire :

$$h_1 = h_2 = \frac{A - a}{4} + 5 \text{cm} = \frac{360 - 60}{4} + 5 = 80 \text{cm}$$

Donc on adopte  $h = 80 \text{ cm}$

Et  $h_p \geq \frac{h}{2} = 40 \text{cm}$  donc  $h_p = 40 \text{cm}$

#### VI.4.1.1 Méthode de calcul

$$A_s = \frac{Nu(A - a)}{8d \cdot \sigma_s}$$

La charge Nu est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entres-elles par les armatures inférieures.

$$Nu = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)AB}{4}$$

$\sigma_M$  : Contrainte maximale sous la semelle.

$\sigma_m$  : Contrainte minimale sous la semelle.

**VI.4.1.2 Domaine d'application de la méthode des bielles**

- Semelle rigide :  $(A - a)/4 \leq d \leq (A - a)$

- Sol entièrement comprimé :  $e \leq \frac{B}{24}$

- Poteau entièrement :  $e \leq \frac{a}{6}$

**VI.5 Ferrailage**

D'abord on vérifie les conditions d'application de la méthode des bielles, avec les données suivantes des semelles :

$$A = 3.6m \quad a = 0.6m \quad d = h - d' = 0.8 - 0.05 = 0.75m$$

$$\frac{(A - a)}{4} = \frac{(3.6 - 0.6)}{4} = 0.75 \leq d \leq (A - a) = 3 \dots \dots \dots CV$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{147.82}{3036.65} = 0.0486m < \frac{B}{24} = \frac{3.6}{24} = 0.15m \dots \dots \dots CV$$

$$e = 0.0486 < \frac{a}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \dots \dots \dots CV$$

Vu que toutes les conditions sont vérifiées, la méthode des bielles est applicable pour ce cas à condition de vérifier que le diagramme des contraintes sous la semelle, due à la réaction du sol, est toujours trapézoïdal :

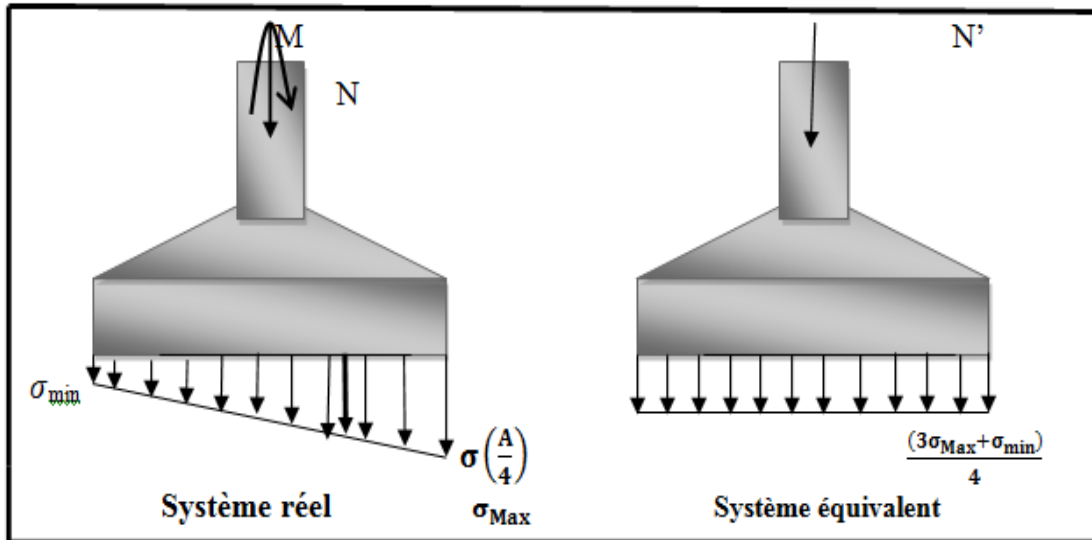


Figure VI.1. Méthode des bielles

### VI.6 Condition de poinçonnement

Calcul des contraintes : (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$$N_u = 3.03665 \text{ MN}, e = 0.0486 \text{ m}, A = 3.6 \text{ m}, B = 3.6 \text{ m}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{AB} \left( 1 + \frac{6e}{A} \right) = \frac{3.03665}{12.96} \left( 1 + \frac{6 \times 0.0486}{3.6} \right) = 0.253 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_m = \frac{N}{AB} \left( 1 - \frac{6e}{A} \right) = \frac{3.03665}{12.96} \left( 1 - \frac{6 \times 0.0486}{3.6} \right) = 0.21 \text{ MPa} > 0$$

Les deux contraintes extrêmes sont positives, cela signifie que le diagramme de la réaction du sol est trapézoïdal, donc on peut appliquer la méthode des bielles avec l'effort normal fictif calculé comme suit :

$$N_u = \frac{(3\sigma_M + \sigma_m)}{4} \times (A \times B) = \frac{(3 \times 0.253 + 0.21)}{4} \times (3.6 \times 3.6) = 3.139 \text{ MN}$$

### VI.7 Ferrailage des semelles isolées

$$A_s = \frac{N_u \times (B - b)}{8d \times \sigma_s} = \frac{3.139 \times (3.6 - 0.6)}{8 \times 0.75 \times 348} = 45.1 \text{ cm}^2$$

### VI.8 Calcul de la surface des semelles filantes

$$\text{Largeur } B : \bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s \cdot L} \rightarrow B \geq \frac{3036.65 + 623.92}{1.66 \times 580} = 3.8 \text{ m}$$

On prend  $B = 3.8 \text{ m}$

La hauteur totale de la semelle ( $h_t$ ) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max\left(\frac{A - a}{4} + d'\right)$$

Avec : •  $d'$ : enrobage des armatures ;  $d' = 5$  cm.

•  $h_t$ : hauteur utile

$$h_t \geq \max\left(\frac{3.8 - 0.6}{4} + 0.05\right) \rightarrow h_t \geq 0.85\text{m} \quad \text{on adpte } h = 90\text{cm} \quad ; \quad d = 85\text{cm}$$

**La hauteur  $h_p$  :**

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{90}{3} = \quad \text{on adopte } h_p = 30\text{cm}$$

## VI.9 Ferrailage à l'ELU

Au niveau de la troisième condition on a pris comme effort normal et moment par rapport à l'axe longitudinal de la semelle, les valeurs maximales entre les efforts du voile et les efforts dans le poteau. Ces mêmes efforts seront utilisés pour le calcul du ferrailage transversal.

$$N_u = \max(N_v ; N_p) = (623.92 ; 3036.65) \rightarrow N_u = 3036.65\text{KN}$$

### VI.9.1 Ferrailage principale

Pour une bande de 1 m linéaire :

$$A_s = \frac{N_u \times (B - b)}{8d \times \sigma_s} = \frac{3.03665 \times (3.8 - 0.6)}{8 \times 0.85 \times 348} = 41.06\text{cm}^2$$

On adopte : 4HA20 + 6HA25  $\rightarrow A_s = 42.02$  cm<sup>2</sup>

#### VI.9.1.1 L'espacement

$$S_t = \frac{100}{7} = \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

### VI.9.2 Ferrailage de répartition : (art.VII.4.1 BAEL 91/99 ; P251)

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} = 42.02 \times \frac{380}{4} = 39.91\text{cm}^2$$

On adopte : 4HA20 + 6HA25  $\rightarrow A_s = 42.02$  cm<sup>2</sup>

#### VI.9.2.1 L'espacement : (art.10.1.1 RPA 2024 ; P153)

$$S_t < \min(20\text{cm}; 15\phi_1) = \min(20 ; 30) = 15\text{cm}$$

Donc on prend :  $S_t = 15\text{cm}$

**Bien que savoir si un projet est semelle isolée + semelle filante ne dépend que du prédimensionnement des semelles, nous avons calculé le ferrailage, et l'une des conditions les plus importantes pour réaliser et confirmer ses semelle une distance entre eux dans chaque travée qui est suffisante pour vérifier le ferrailage, dans notre projet on est aucune distance pour cela on doit faire un radier.**

### VI.10 Définition du radier général

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature

### VI.11 Pré dimensionnement de radier

**Selon la condition d'épaisseur minimale :**  $h_{\min} \geq 25\text{cm}$

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm

**Selon les conditions forfaitaires :**  $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

Avec :

$L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux files successives

Donc :  $L_{\max} = 6.3\text{m}$        $\frac{6.3}{8} \leq h \leq \frac{6.3}{5} \rightarrow 0.7875 \leq h \leq 1.26$  on prend  $h = 1\text{m}$

**La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur :  $h_N \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{630}{10} = 63\text{cm}$

On prend  $h_N = 100\text{cm}$

**Hauteur de la dalle de radier :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :  $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{630}{20} = 31.5\text{cm}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

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

**Calcul de la surface minimale du radier**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{56366.1337}{166} = 339.55\text{m}^2$$

Et la surface totale du bâtiment :  $38.71 \times 39.2 = 1517.432\text{m}^2$

Donc : la surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

**Calcul du débordement :**

$$S' = S + (D \times Pr)$$

S : surface du Bâtiment.

Pr : périmètre du Bâtiment.

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \quad \text{Où : } h_r = 1\text{m} \rightarrow D = 1\text{m}$$

$$P_r = (38.71 + 39.2) \times 2 = 155.82\text{m}$$

$$\text{Alors : } S' = 1517.432 + (1 \times 155.82) = 1\,673,252\text{m}^2$$

**VI.12 Les vérifications****VI.12.1 Vérification au poinçonnement**

Selon le CBA (article A.5.2, 4, 2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h_n}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : charge de calcul vis-à-vis de LELU du poteau le plus sollicité ( $N_u = 3036.65\text{KN}$ )

$U_c$  : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$h_n$  : est la hauteur de la nervure

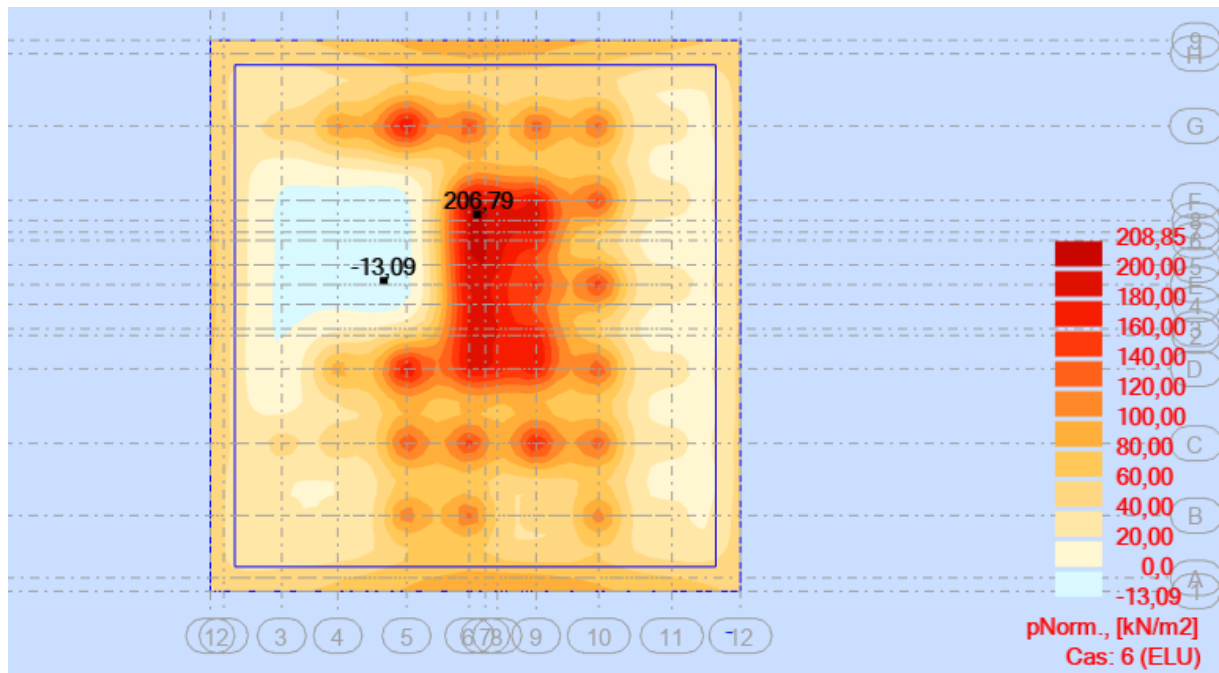
$$U_c = 2(a + h_n) + 2(b + h_n) = 6.4\text{m}$$

$$\text{Alors : } N_u = 3036.65\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 4.92 \times 10^3 \times 30 \times 1}{1.5} = 5760\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

## VI.12.2 Vérification du radier

### VI.12.2.1 Vérification de contrainte de sol

Les résultats de contrainte d'après logiciel ROBOT 2024 :



**Figure VI.2.** Distribution des contraintes à ELU

$$\sigma_{\max} = 2.06 \text{ bar} < \bar{\sigma}_s \cdot U = 1.66 \times 1.5 = 2.49 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

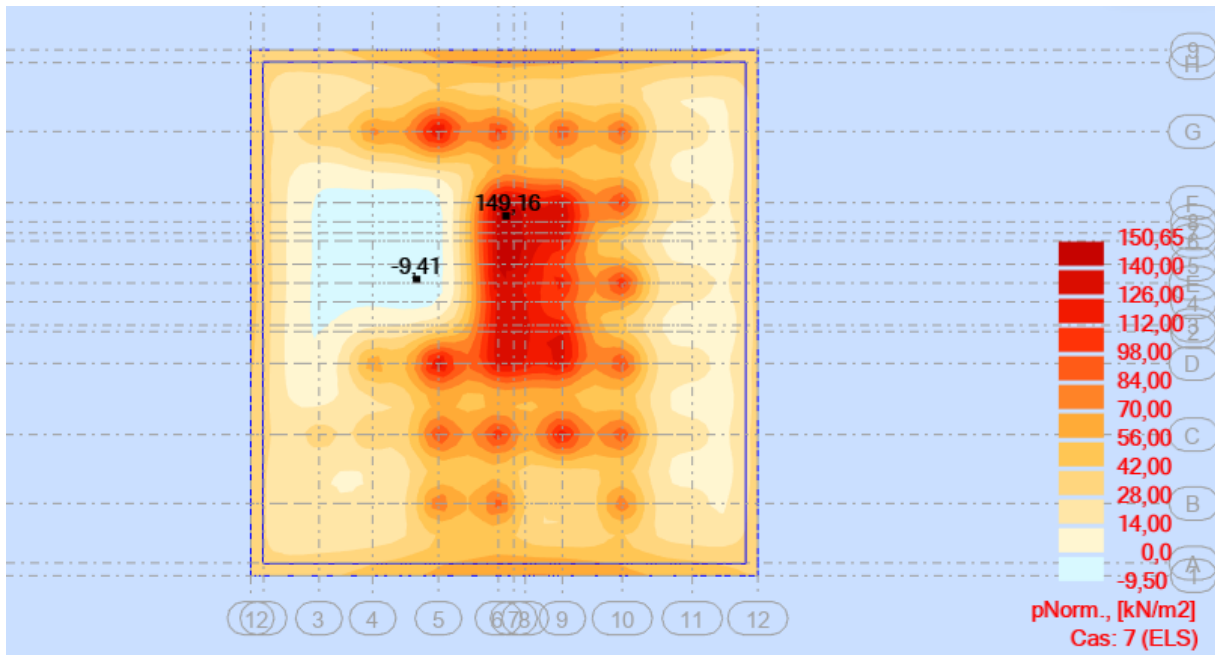


Figure VI.3. Distribution des contraint à ELS

$$\sigma_{\max} = 1.49\text{bar} < \bar{\sigma}_s = 1.66\text{bar} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

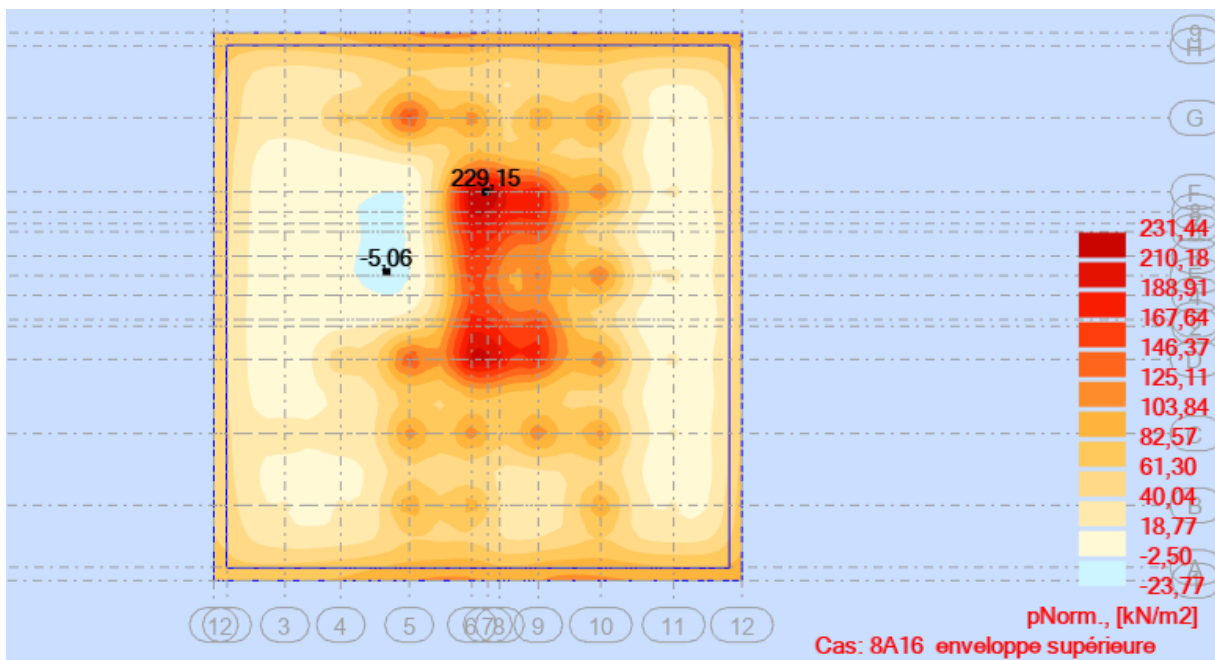


Figure VI.4. Distribution des contraint combinaisons accidentelles

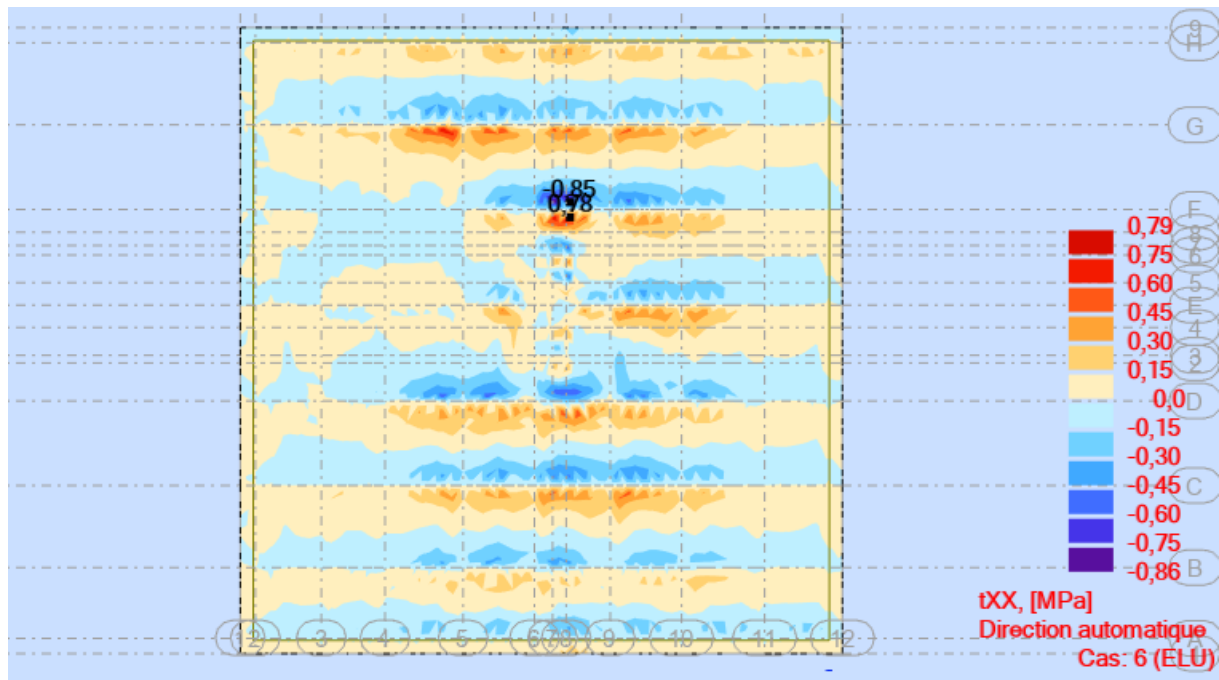
$$\sigma_{\max} = 2.29\text{bar} < \bar{\sigma}_s \cdot U = 1.66 \times 1.5 = 2.49\text{bar} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

## VI.12.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

On a :

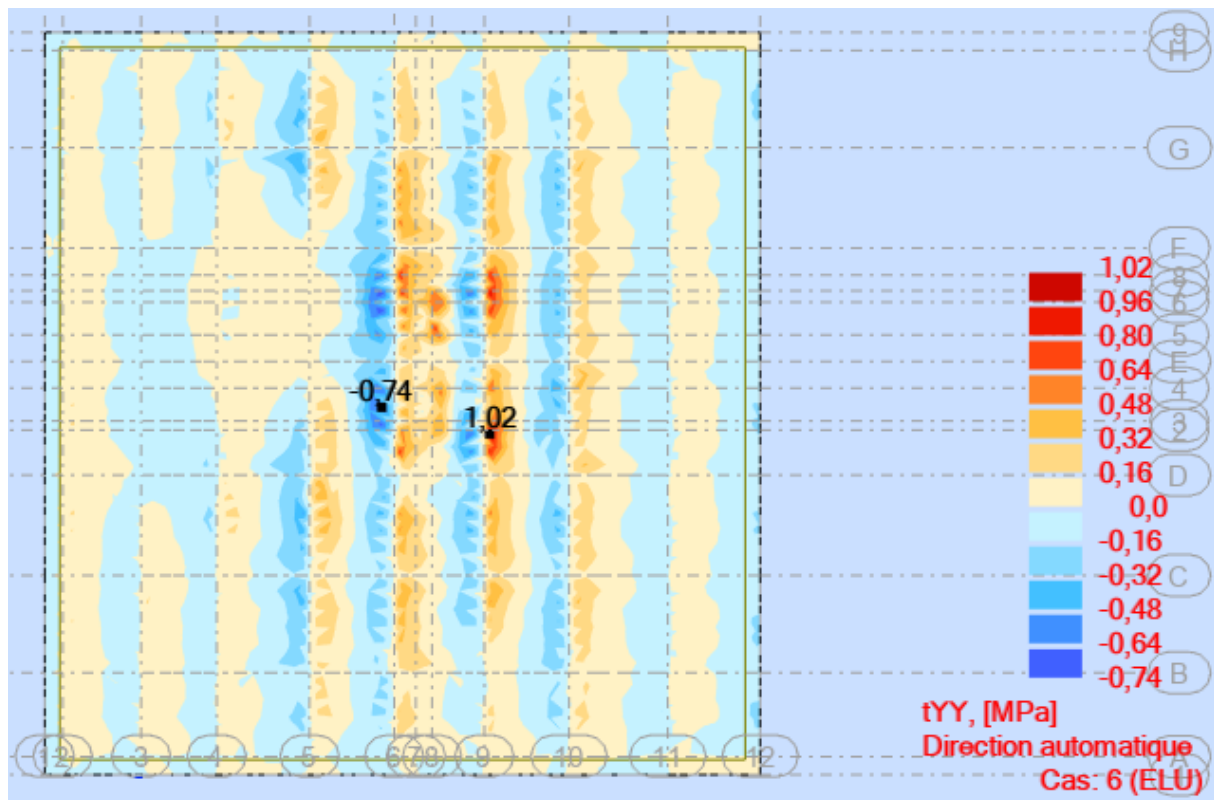
$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Les résultats de contrainte du cisaillement d'après logiciel ROBOT 2024 :



**Figure VI.5.** Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{xx}$

$$\tau_u = 0.86 \leq \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



**Figure VI.6.** Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{xy}$

$$\tau_u = 1.02 \leq \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

### VI.12.2.3 Vérification de la poussée hydrostatique

On doit vérifier la condition suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1,15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$H = -6\text{m (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$S_{rad} = 339.55\text{m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10\text{KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$N = 67040.04\text{KN} \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w = 23428,95\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : la structure ne se soulève pas sous l'effet de la pression hydrostatique.

### VI.12.3 Vérification de la stabilité du radier au renversement

On doit vérifier la stabilité de l'ouvrage par la formule suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$$M_s = \frac{W \cdot l}{2}$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$M_s$  : Moment stabilisant

$M_r$  : Moment renversant

$W$  : Poids de la structure

$F_i$  : Force sismique au niveau  $i$ .

Le risque étant évidemment à vérifier dans les deux sens.

**Sens longitudinal :**

étage	$F_i$	$h_i$	$M_r$	$W_i$	$l$	$M_s$	calcul	verification
9	6,539652	2,9	18,964991	8,6957	19,91	173,13139	9,1289993	C.V
8	3785,9813	3,23	12228,72	4729,225	19,43	91888,844	7,51418357	C.V
7	2634,4875	3,23	8509,3945	4921,392	20,09	98870,763	11,6190128	C.V
6	2311,0517	3,23	7464,697	3734,381	20,91	78085,896	10,4606921	C.V
5	2023,8806	3,23	6537,1344	1379,629	20,91	28848,042	4,41294923	C.V
4	1685,3802	3,23	5443,7779	3905,759	20,9	81630,361	14,9951674	C.V
3	1372,902	3,23	4434,4734	3778,361	20,91	79005,533	17,8162153	C.V
2	1052,8665	3,23	3400,7588	3763,29	20,91	78690,4	23,1390713	C.V
1	746,10649	3,23	2409,924	3530,894	20,91	73830,985	30,6362303	C.V
RDC	188,53035	3,24	610,83834	1932,893	20,9	40397,464	66,1344595	C.V
S-SOL1	-990,602	4,33	-4289,307	10594,66	20,91	221534,25	-51,648032	C.V
S-SOL2	-1342,104	2,92	-3918,944	10259,06	19,62	201282,71	-51,361464	C.V

**Tableau VI.2.** Vérification de renversement au sens longitudinal

Sens transversal :

etage	Fi	hi	Mr	Wi	I	Ms	calcul	Vérification
9	5,58050606	2,9	16,183468	8,6957	19,91	173,13139	10,6980402	C.V
8	3230,70579	3,23	10435,18	4729,225	19,43	91888,844	8,80567909	C.V
7	2248,09719	3,23	7261,3539	4921,392	20,09	98870,763	13,6160232	C.V
6	1972,09852	3,23	6369,8782	3734,381	20,91	78085,896	12,2586168	C.V
5	1727,04575	3,23	5578,3578	1379,629	20,91	28848,042	5,17142205	C.V
4	1438,19185	3,23	4645,3597	3905,759	20,9	81630,361	17,5724522	C.V
3	1171,54366	3,23	3784,086	3778,361	20,91	79005,533	20,8783659	C.V
2	898,446567	3,23	2901,9824	3763,29	20,91	78690,4	27,1160845	C.V
1	636,677882	3,23	2056,4696	3530,894	20,91	73830,985	35,9018128	C.V
RDC	160,879322	3,24	521,249	1932,893	20,9	40397,464	77,5012776	C.V
S-SOL1	845,314198	4,33	3660,2105	10594,66	20,91	221534,25	60,5250043	C.V
S-SOL2	-1145,2628	2,92	-3344,167	10259,06	19,62	201282,71	-60,189183	C.V

Tableau VI.3. Vérification de renversement au sens transversal

Au final :

### VI.13 Ferrailage de radier

Le tableau suivant représente les moment  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  d'après logiciel ROBOT 2024 :

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-189.19	89.14	-136.42	64.35	-68.08	79.72

Tableau VI.4. Récapitulatif des moments  $M_{xx}$  (KN.m)

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	-226.23	81.01	-163.12	58.32	-51.42	68.97

Tableau VI.5. Récapitulatif des moments  $M_{yy}$  (KN.m)

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec le robot expert :

- En travée :
- ✓ Ferrailage suivant Lx :

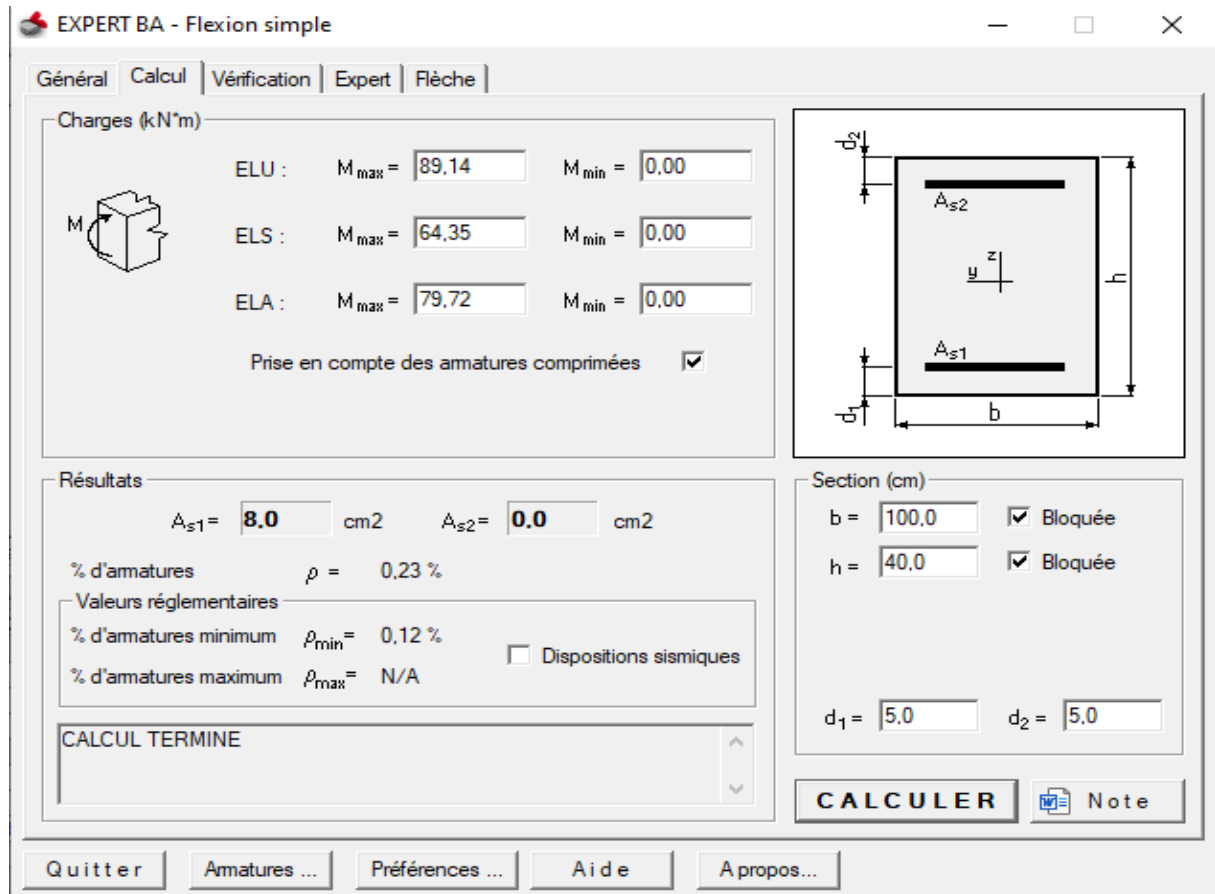


Figure VI.7. As cal en travée suivant Lx

$$A_{st} = 8\text{cm}^2$$

Donc on adopte : 6HA14 = 9.24cm<sup>2</sup>

✓ Ferrailage suivant Ly :

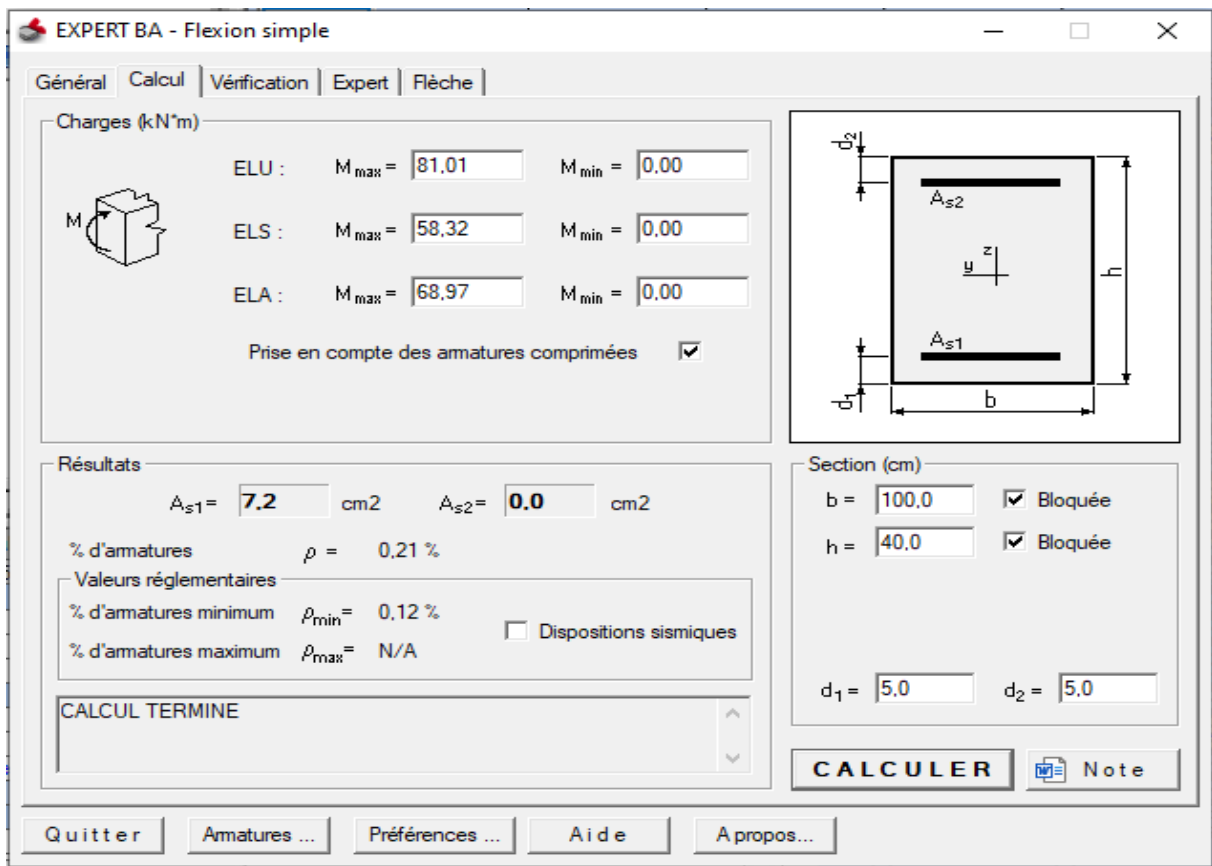


Figure VI.8. As cal en travée suivant Ly

$$A_{st} = 7.2\text{cm}^2$$

Donc on adopte : 5HA14 = 7.70cm<sup>2</sup>

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.4}{400} = 4.968\text{cm}^2$$

Avec :  $F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.4\text{MPa}$ .

$$A_{min} < A_{s\text{ cal}} = 7.2\text{cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

- Sur appui :
- ✓ Ferrailage suivant Lx :

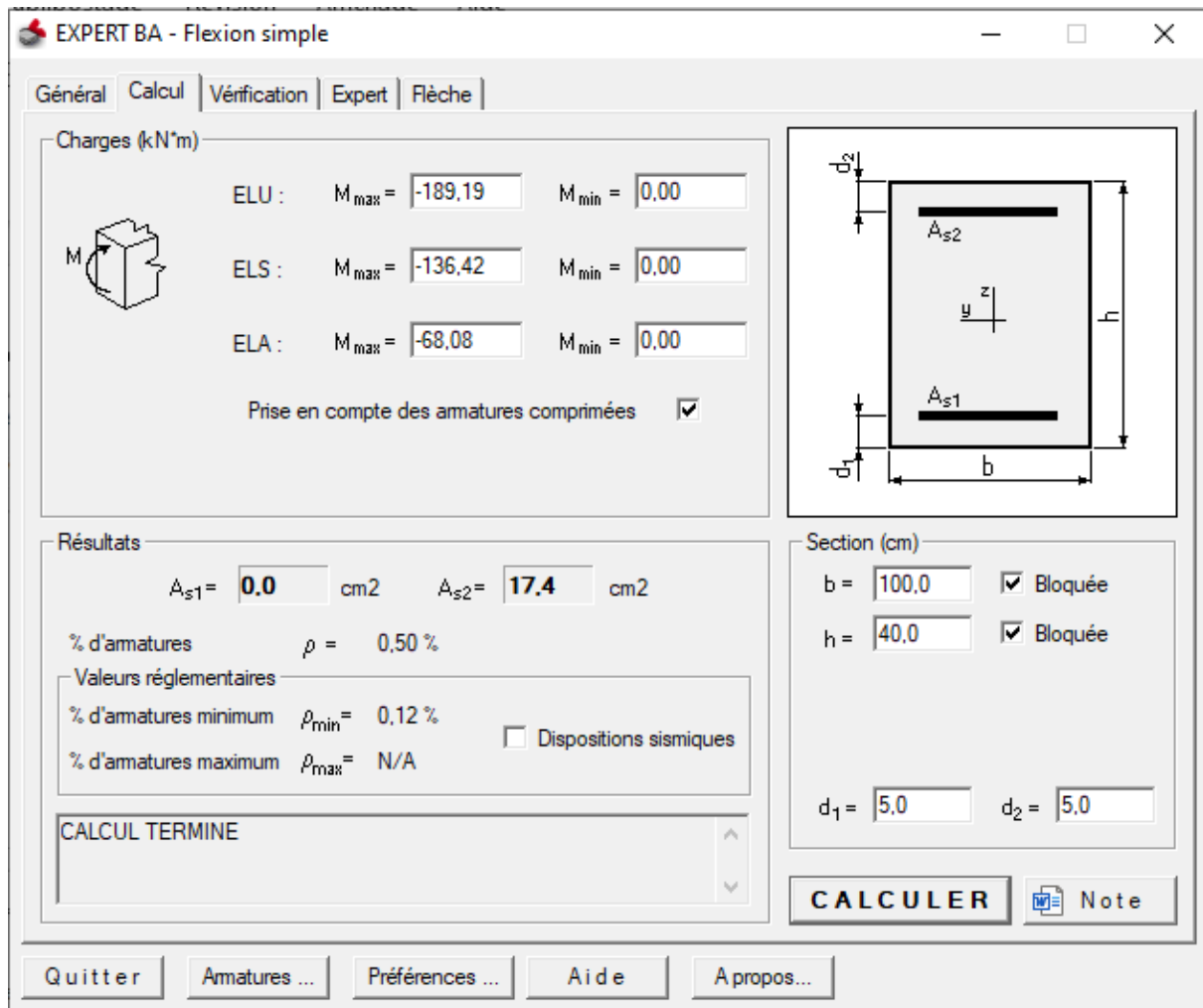


Figure VI.9. As cal sur appui suivant Lx

$$A_{st} = 17.4\text{cm}^2$$

Donc on adopte : 6HA20 = 15.85cm<sup>2</sup>

✓ Ferrailage suivant Ly :

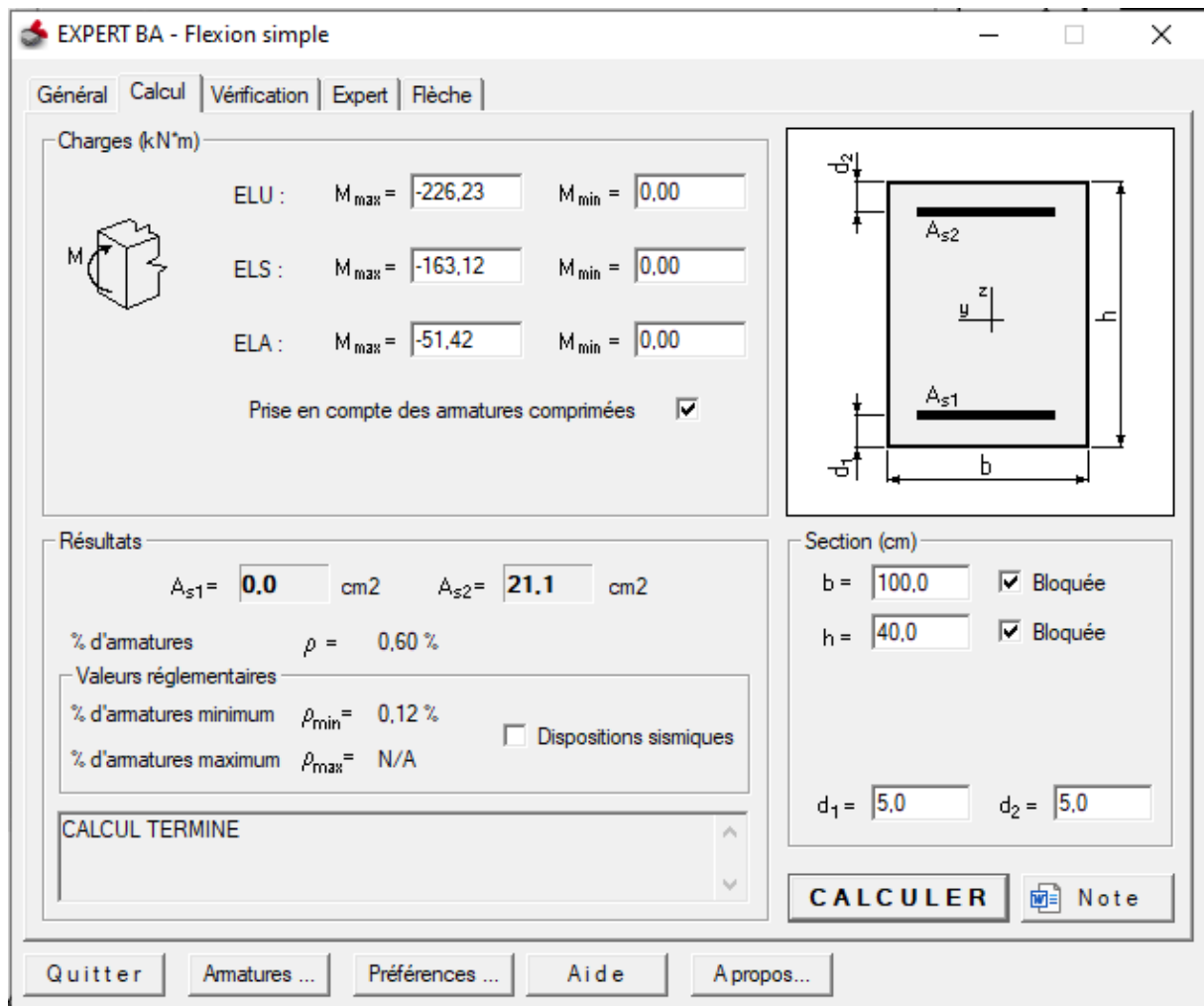


Figure VI.10. As cal sur appui suivant Ly

$$A_{st} = 21.1 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $7\text{HA}20 = 21.99 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures**

$$St \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

### VI.14 Schéma ferrailage de radier

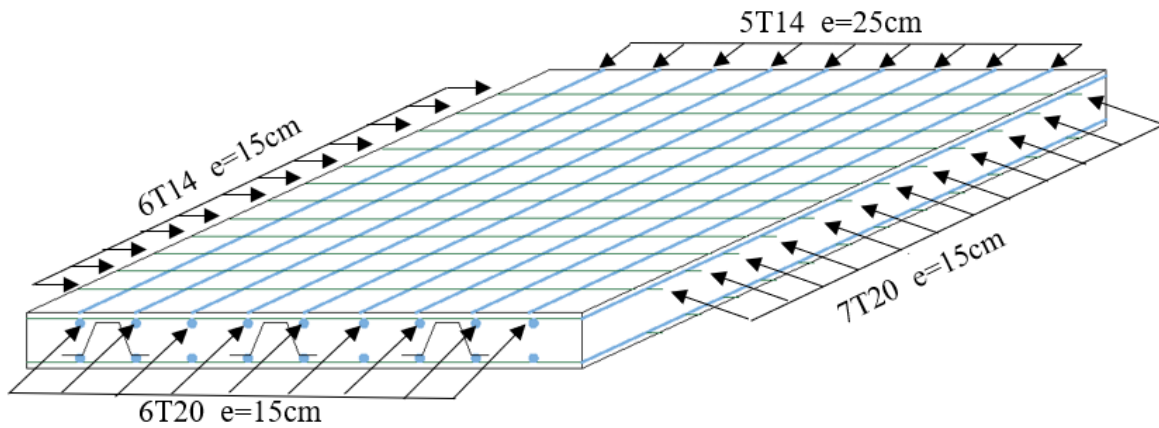


Figure VI.11. Schéma ferrailage de radier

### VI.15 La longrine

Les longrines, éléments en béton armé intégrés au système de fondations, assurent une liaison rigide entre les points d'appui d'un même bloc. Elles forment un réseau bidirectionnel cohérent, limitant tout déplacement horizontal ou vertical entre ces appuis.

### VI.16 Dimensionnement de la longrine

D'après RPA 2024 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25cm x 30cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30cm x 30cm : site de catégorie S4

Pour notre cas (site très meuble S4) on prend une section de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

### VI.17 Ferrailage de la longrine

#### ➤ Longitudinale :

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section de béton :

$$A = 0,6\% \times b \times h = A = 0,6\% \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 ( $A = 6,79 \text{ cm}^2$ )

#### ➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,4}{400} = 1,1178 \text{ cm}^2$$

Alors :  $A_s = A = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,1178 \text{ cm}^2$

➤ Armatures transversales :

Espacement :  $S_t < \min(20\text{cm}; 15\varphi_1) = 18\text{cm}$

Alors :  $S_t = 15\text{cm}$ .

### VI.18 Schéma de ferrailage de longrine

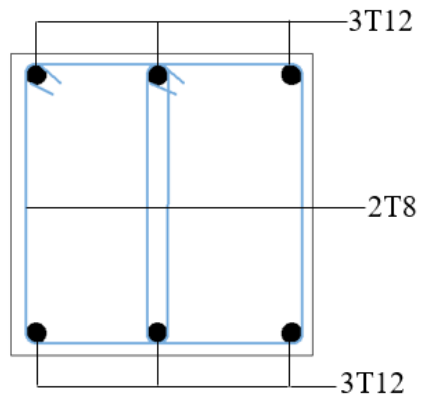


Figure VI.12. Disposition des armatures de longrine

### Conclusion générale

Pour clore ce travail de recherche, nous tenons à préciser que cette étude nous a été bénéfique, tant sur le plan pratique que théorique, en nous permettant de consolider nos connaissances à travers l'application de normes comme le BAEL 91, le RPA 2024 et le CBA 93, ainsi que d'autres documents techniques.

L'étude a couvert toutes les phases d'un projet pratique, depuis la rédaction de la lettre d'architecture jusqu'aux analyses de génie civil, y compris la conception d'une note de calcul et la modélisation structurelle réalisée avec Robot Structural Analyses 2024

En résumé, cette recherche aboutit aux constats suivants :

- L'enjeu principal restant la préservation des vies humaines en situation de séisme majeur
- L'analyse des structures porteuses a révélé que les poteaux sont armés selon les exigences minimales du RPA 2024 ce qui démontre que ce règlement privilégie la sécurité plutôt que les considérations économiques.
- Indispensables à la stabilité du bâtiment, les voiles conditionnent aussi sa réponse en cas de secousse sismique.
- Le dimensionnement des fondations a été une étape clé, nécessitant le respect des mesures préventives pour une bonne stabilité. Notre choix s'est finalement porté sur un radier général, garantissant une assise stable pour l'ensemble de l'ouvrage.

En conclusion, ce travail représente le fruit de cinq années de recherche et synthétise les connaissances acquises durant notre parcours universitaire. Nous souhaitons qu'il nous permette d'atteindre nos objectifs et d'appliquer ces apprentissages dans un contexte pratique.

**Puissent les promotions futures tirer profit de ce travail**

### Bibliographie

#### Règlements

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93
- Règles parasismiques algériennes RPA2024.
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.B.C.22.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- La norme française NFISO 4190-1

#### Les Mémoires

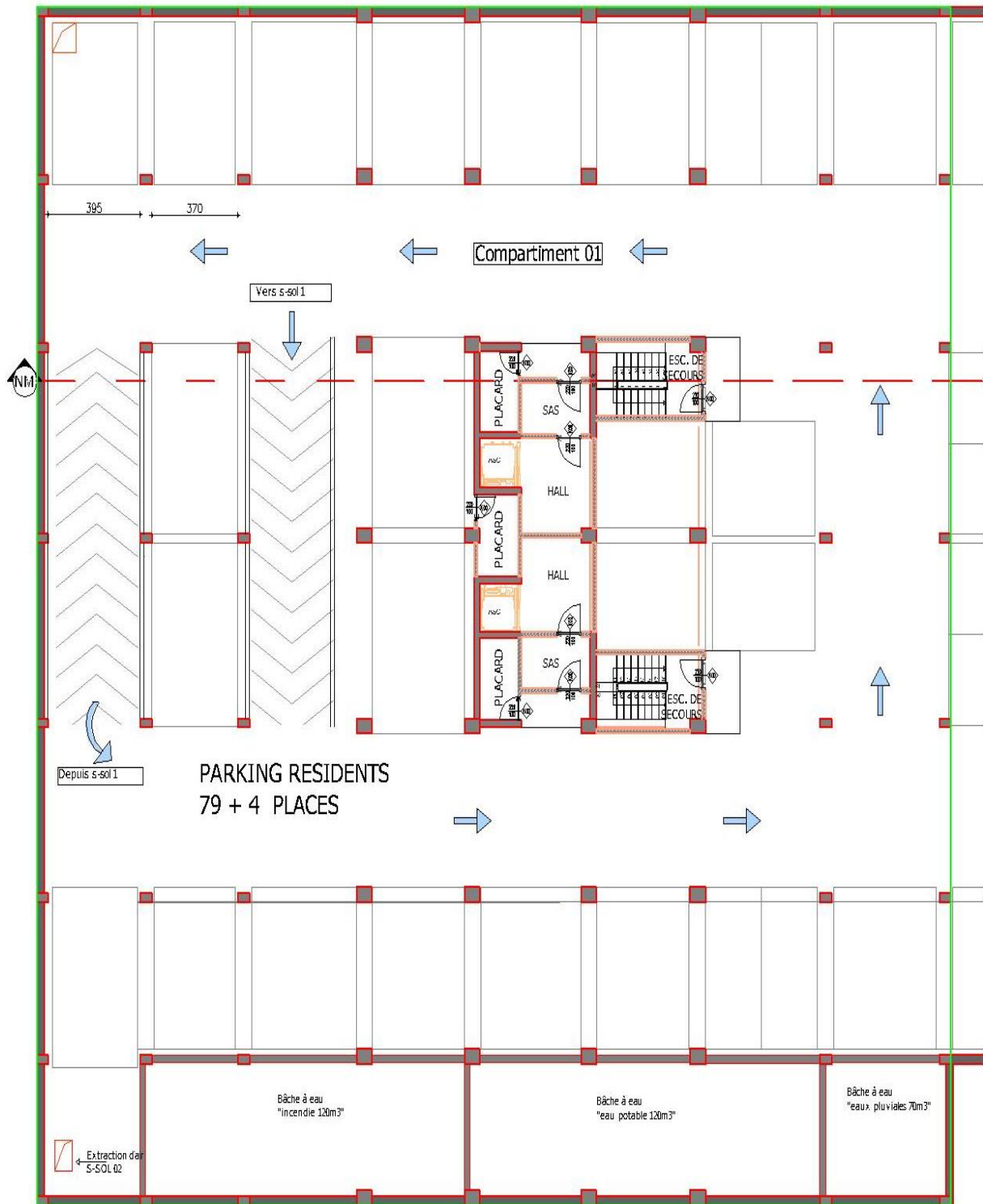
- Etude d'une construction en béton armé (Hôtel) par « Belouassaa Abdelmalek ;Bouaissi Lamia année 2024 »
- Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, avec contreventement mixe, implanté à Boumerdès par « bouchemoua Sofiane ; benrabia Salim année 2023 »

#### Logiciel

- Autocad 2021.
- Autodesk robot 2024.
- Logiciel de ferrailage EXPERT.
- Word 2021.
- Excel 2021.
- RPA2024 integrator.

# Les plans

## Les plans



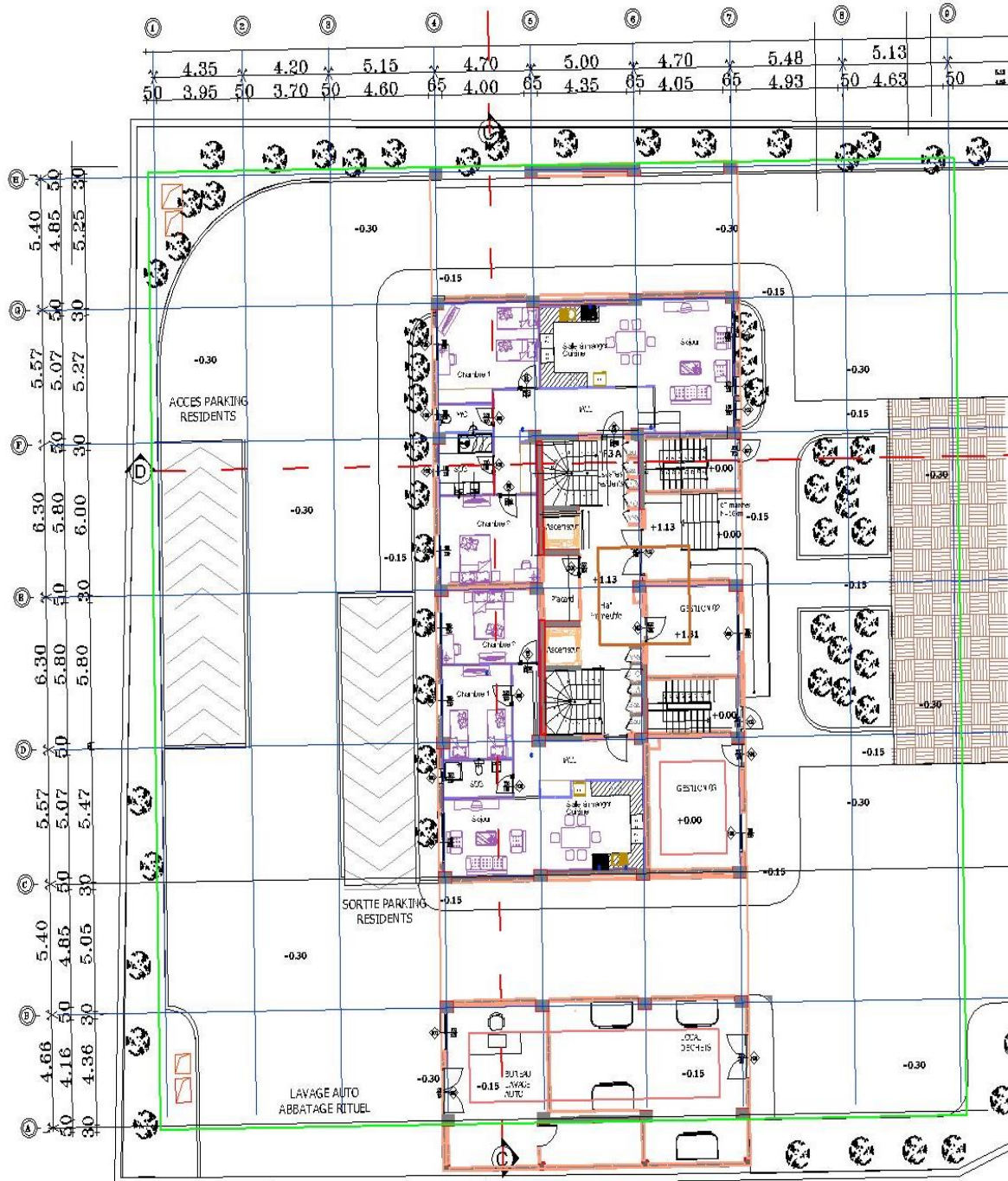
*Plan de sous-sol 2*

# Les plans



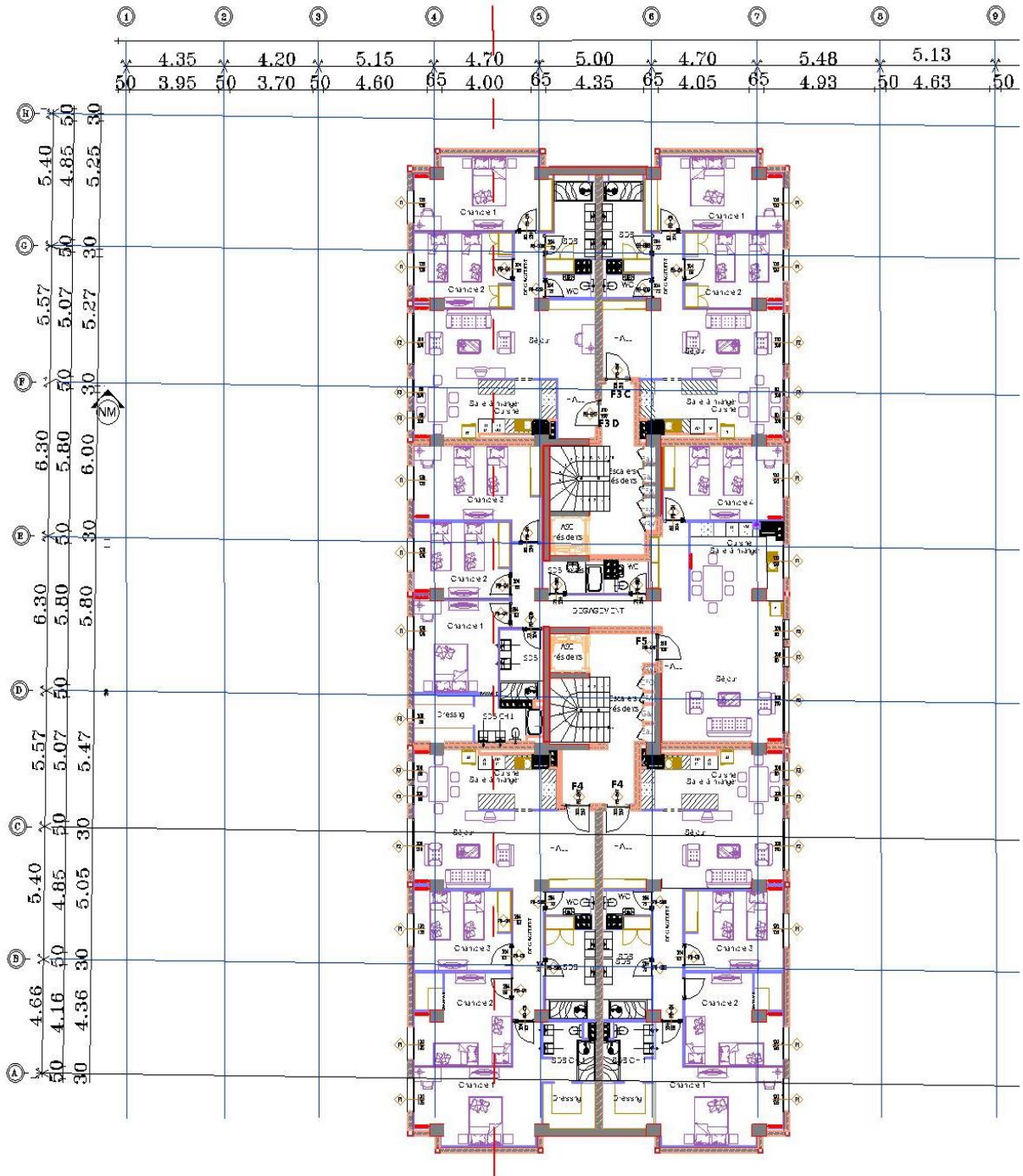
*Plan de sous-sol 1*

# Les plans



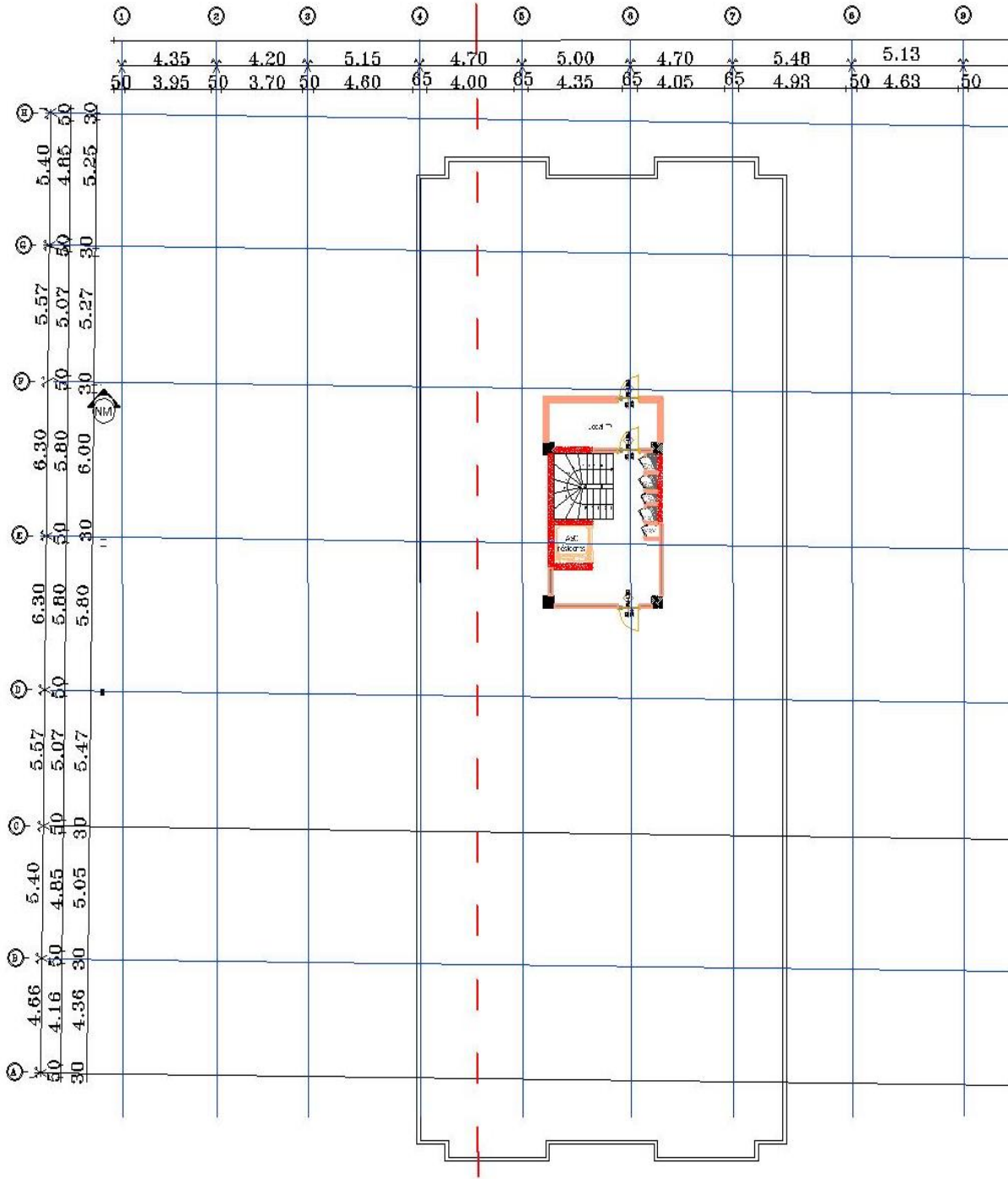
*Plan de rez de chaussée*

## Les plans



*Plan des étages du 1 au 8eme étage*

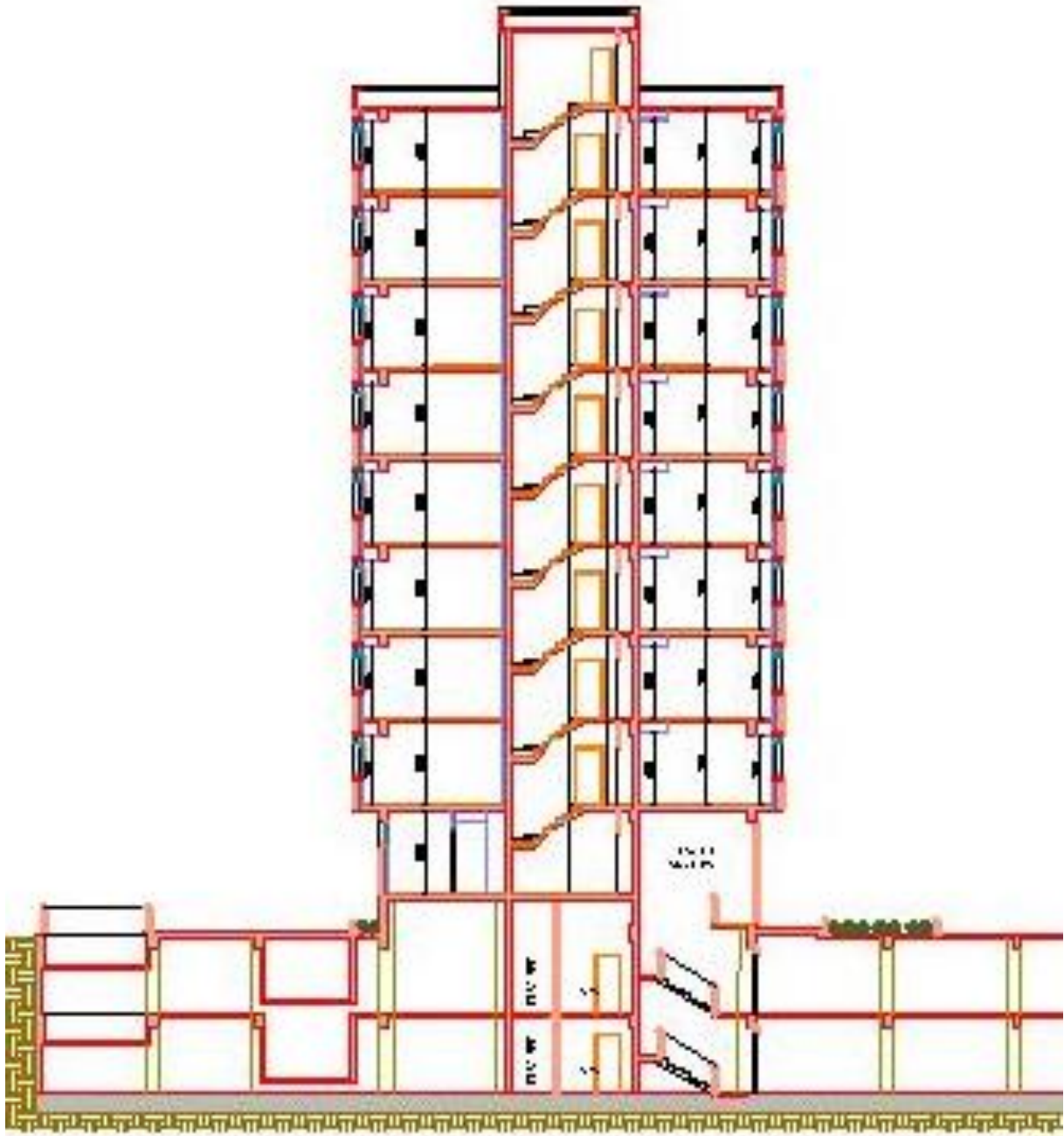
# Les plans



*Plan de terrasse*

## Les plans

---



*Plan de façade*