REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **structure**

Thème :

ETUDE ET CONCEPTION D'UN BATIMENT (SOUS SOL + RDC + 7 ETAGES) A USAGE D'HABITATION SELON LE RPA 2024

Présenté par :

- ABDAT BELKACEM FARES

- DEBBAH MOHAMED

Proposé et Dirigé par :

- Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion Juin 2025

REMERCIEMENT

الحمد لله الذي علَّم الإنسان ما لم يعلم، ورفع الذين أوتوا العلم درجات،

والصلاة والسلام على خير معلم، سيدنا محمد ﷺ، القائل:

"مَن سَلَكَ طَرِيقًا يَلْتَمِسُ فيهِ عِلْمًا، سَهَّلَ اللَّهُ لهُ طَرِيقًا إلى الجَنَّةِ" (رواه مسلم).

Louange à Allah, qui nous a facilité l'accès au savoir et à la connaissance.

Je Lui demande de rendre ce travail utile et sincère pour Sa cause.

À mes parents bien-aimés, les piliers de ma réussite et la source de mon inspiration. Votre soutien inconditionnel, vos sacrifices et vos encouragements ont été la clé de mon parcours. Que Dieu vous bénisse et vous récompense pour tout ce que vous avez fait pour moi.

À mon estimé professeur, **le professeur Boukendakdji Otmane**, qui n'a jamais hésité à partager son savoir et ses conseils.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude au
BET de Mr. Ben Abdi Ahmed, ingénieur géologue,
Ainsi qu'au BET de Hadibi Kenza
Pour leur aide précieuse et leur soutien.

À membres du jury de soutenance, qui m'ont fait l'honneur d'évaluer ce travail. Je vous remercie pour le temps que vous avez consacré, ainsi que pour vos remarques et suggestions qui enrichiront davantage mon apprentissage.

Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu,

De près ou de loin, par un mot d'encouragement ou un conseil sincère.
La réussite est le fruit d'un effort collectif,
Et chaque contribution, aussi petite soit-elle, a été précieuse.

ABDAT BELKACEM FARES
DEBBAH MOUHAMED

Dédicaces

بِسْمِ ٱللَّهِ ٱلرَّحْمَٰنِ ٱلرَّحِيمِ

﴿وَفَوْقَ كُلِّ ذِي عِلْمٍ عَلِيمٌ﴾ (سورة يوسف: 76)

Je rends grâce à Dieu Tout-Puissant, qui m'a éclairé le chemin du savoir et m'a donné la force de le parcourir.

Je consacre ce modeste travail :

- À ma chère et tendre mère, source d'affection, de courage et d'inspiration, qui a tant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.
- À mon père, source de respect, en témoignage de ma profonde gratitude pour tous les efforts et le soutien inlassable qu'il m'a toujours apportés.
- À mes frères, je demande à Dieu de les aider et de les guider dans leurs études également.
- A toute la famille ABDAT et la famille MADANI.
- À mon binôme Debbah Mouhamed, pour son soutien, sa collaboration précieuse et les efforts partagés tout au long de ce parcours.

A toute la promo 2025, et à tous mes amis (es) de la faculté sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Et enfin, je prie Dieu pour que ce travail soit comme "un bâtiment solide construit sur des bases de persévérance et d'effort", et qu'il me soit bénéfique dans ma vie académique et professionnelle, en suivant la parole d'Allah :

﴿وَقُلِ ٱعْمَلُواْ فَسَيَرَى ٱللَّهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ وَٱلْمُؤْمِنُونَ﴾ (سورة التوبة: 105)

ABDAT BELKACEM FARES

Dédicaces

بِسْمِ ٱللَّهِ ٱلرَّحْمَٰنِ ٱلرَّحِيمِ

﴿وَفَوْقَ كُلِّ ذِي عِلْمٍ عَلِيمٌ﴾ (سورة يوسف: 76)

Je rends grâce à Dieu Tout-Puissant, qui m'a éclairé le chemin du savoir et m'a donné la force de le parcourir.

Je consacre ce modeste travail :

- À ma chère et tendre mère, source d'affection, de courage et d'inspiration, qui a tant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.
- À mon père, source de respect, en témoignage de ma profonde gratitude pour tous les efforts et le soutien inlassable qu'il m'a toujours apportés.
- À mes frères, je demande à Dieu de les aider et de les guider dans leurs études également.
- A toute la famille DEBBAH et la famille LADREM.
- À mon binôme Abdat Belkacem Fares, pour son soutien, sa collaboration précieuse et les efforts partagés tout au long de ce parcours.

A toute la promo 2025, et à tous mes amis (es) de la faculté sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Et enfin, je prie Dieu pour que ce travail soit comme "un bâtiment solide construit sur des bases de persévérance et d'effort", et qu'il me soit bénéfique dans ma vie académique et professionnelle, en suivant la parole d'Allah :

﴿وَقُلِ ٱعْمَلُواْ فَسَيَرَى ٱللَّهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ وَٱلْمُؤْمِنُونَ﴾ (سورة التوبة: 105)

DEBBAH MOHAMED

RÉSUMÉ :

Les bâtiments idéaux (stables, résistants, peu coûteux et flexibles) sont parmi les principaux objectifs que l'ingénieur civil cherche à atteindre.

Notre projet vise à réaliser une étude technique d'un immeuble résidentiel de sept étages, avec un rez-de-chaussée et un sous-sol, destiné à un usage multiple. Le sous-sol comprend un magasin et une salle de sport, tandis que le rez-de-chaussée et les étages supérieurs sont réservés aux logements.

Ce bâtiment repose sur une structure en poteaux et murs en béton armé. Il est situé dans la wilaya d'Alger, au sein de la commune n° 72, sur la route d'El Harrach en direction de Birkhadem, classée dans la zone sismique (VI) selon le règlement parasismique algérien de 2024.

Le dimensionnement et l'armature des éléments primaires et secondaires ont été réalisés conformément aux normes et réglementations en vigueur, notamment selon la norme du béton armé CBA93 et le règlement parasismique algérien (RPA 2024).

L'étude dynamique du bâtiment a été effectuée à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural Analyses Professional 2023.

SUMMARY :

Ideal buildings (stable, resistant, cost-effective, and flexible) are among the main objectives that civil engineers strive to achieve.

Our project aims to conduct a technical study of a residential building consisting of seven floors, a ground floor, and a basement, intended for multiple uses. The basement includes a store and a gym, while the ground floor and upper floors are designated for residential units.

This building relies on a structure of columns and reinforced concrete walls. It is located in the wilaya of Algiers, within municipality No. 72, on the El Harrach road towards Birkhadem, classified in seismic zone (VI) according to the Algerian Seismic Study System of 2024.

The sizing and reinforcement of the primary and secondary elements were carried out in accordance with applicable standards and regulations, particularly following the CBA93 reinforced concrete standard and the Algerian Seismic Study Code (RPA 2024).

The dynamic analysis of the building was conducted using the Robot Structural Analysis Professional 2023 software.

ملخص :

تُعتبر الأبنية المثالية (المستقرة، والمقاومة، وقليلة التكلفة، واللينة) من أهم العوامل التي يسعى المهندس المدني إلى تحقيقها. يهدف مشروعنا إلى دراسة تقنية لبناية سكنية مكونة من سبعة طوابق + طابق أرضي + طابق تحت الأرض، ذات استخدام متعدد، حيث يضم الطابق تحت الأرض مخزنًا وقاعة رياضة، بينما يُخصص الطابق الأرضي والطوابق العليا للوحدات السكنية. تعتمد هذه البناية في إنشائها على الأعمدة والجدران المسلحة. وهذا المشروع متواجد في ولاية الجزائر، داخل البلدية رقم 72، على طريق الحراش باتجاه بئر خادم، والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (VI)وفقًا لنظام الدراسة الزلزالية الجزائري لعام 2024.قياس وتسليح العناصر الأساسية والثانوية، تم طبقاً للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس الخرسانة المسلحة CBA93، ومقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري.(RPA 2024)

الدراسة الديناميكية للبناية تمت باستعمال برنامج الحساب.Robot structural analyses 2023

Sommaire

CHAPITRE I :
Présentation de l'ouvrage

I Introduction : 3

I.2 Implantation de l'ouvrage : 3

I.3 Conception parasismique de l'ouvrage : 3

I.4. Caractéristiques géométriques du bâtiment : 3

I.4.1. Dimensions en élévation : 3

I.4.2. Dimensions en plan : 4

I.5. Caractéristiques du sol : 4

I.6. Description de la structure : 4

I.6.1. Systèmes de contreventement : [Art A.4 Page 62 RPA 2024] 4

I.6.2 Planchers : 4

I.6.3 Maçonnerie : 5

I.6.4 L'acrotère : 5

I.6.5 Escaliers : 5

I.6.6 Ascenseur : 5

I.6.7 Balcon : 5

I.6.8 Infrastructure : 5

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux : 5

I.7.1 Le béton : 6

I.7.3 L'acier : 7

I.8 Conclusion : 8

CHAPITRE II :
Prédimensionnement des éléments structuraux

II Introduction : 10

II.1 Disposition des poutrelles : 10

II.2 Pré dimensionnement des planchers : 10

II.2.1 Plancher à corps creux : 11

II.2.1 Les planchers à dalle pleine : 12

II.3 Pré dimensionnement des poutres : **13**

II.4.1 Calcul de la forme de pente : 15

II.4 Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : 15

II.4.1 Charges permanentes : 15

II.4.2 Charges exploitation : 18

II.5 Prédimensionnement des poteaux : 18

II.5.1 Les dimensions des poteaux : 18

II.5.2 Les Etapes de prédimensionnement : 19

II.5.3 Choix du poteau le plus sollicité : 20

II.5.4 Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation reprises par le poteau : 21
II.5.5 Détermination l'effort normal à l'ELU pour chaque étage : 23
II.5.6 Détermination l'effort normal admissible à l'ELU pour chaque niveau : 24
II.5.7 Vérification de l'effort normal ultime majoré par rapport à l'effort normale admissible : 25
II.5.7 Vérification des dimensions des poteaux selon les exigences du RPA2024 : 27
II.6 Prédimensionnement des voiles : 28
II.7 Conclusion : 28

CHAPITRE III :
Calcul des éléments secondaires

III Introduction : 30
III.1 L'acrotère : 30
III.1.1 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation : 30
III.1.2 Calcul de ferraillage à L'ELU : 31
III.1.3 Vérification à l'ELS : 32
III.1.4 Vérification de l'effort tranchant : 32
III.1.5 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton : 33
III.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme : 33
III.2 Calcul des planchers : 34
III.2.1 La dalle de compression : 34
III.2.2 Calcul des poutrelles : 36
III.2.2.1 Calcul des étaiements : 36
III.2.2.1.1 Calcul avant coulage : 36
III.2.2.1.2 Calcul après coulage : 38
III.2.2.2 Détermination des Sollicitations : 40
III.2.2.2.1 Méthode de calcul : 41
III.2.2.2.2 Evaluation des charges et surcharges : 42
III.2.2.2.3 Calcul des moments : 42
III.2.2.3 Calcul du ferraillage : 48
III.3 Calcul des escaliers : 50
III.3.1 Type 01 : 50
III.3.1.1 Prédimensionnement de l'escalier : 50
III.3.1.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 51
III.3.1.2.1 Charges permanentes : 51
III.3.1.2.2 Charges d'exploitations : 52
III.3.1.3 Combinaison des charges : 52
III.3.1.4 Détermination des efforts : 52
III.3.1.5 Calcul de ferraillage à l'ELU : 54
III.3.1.6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 55
III.3.1.7 Vérification des contraintes à l'état limite de service : 55

III.3.1.7.1 Vérification de la flèche :.....55
III.3.1.8 Poutre palière : 55
III.3.1.8.1 Prédimensionnement : 56
III.3.1.8.2 Charges et surcharges : 56
III.3.1.8.3 Combinaison de charges : A L'ELU : 56
III.3.1.8.4 Détermination des efforts : 57
III.3.1.8.5 Ferraillage de la poutre : 57
III.3.1.8.6 Vérification des contraintes normales à l'ELS : 57
III.3.1.8.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 58
III.3.1.8.8 Vérification de flèche à l'ELS :.....58
III.3.2 Type 02 : 59
III.3.2.1 Prédimensionnement de l'escalier : 59
III.3.2.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 60
III.3.2.3 Combinaison des charges : 60
III.3.2.4 Détermination des efforts : 60
III.3.2.5 Calcul de ferraillage à l'ELU : 62
III.3.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 62
III.3.2.7 Vérification des contraintes à l'état limite de service : 62
III.3.2.7.1 Vérification de la flèche : 63
III.3.2.8 Poutre du quart tournant : 63
III.3.2.8.1 Prédimensionnement : 63
III.3.2.8.2 Charges et surcharges : 64
III.3.2.8.3 Combinaison de charges : 64
III.3.2.8.4 Détermination des efforts : 64
III.3.2.8.5 Ferraillage de la poutre : 64
III.3.2.8.6 Vérification des contraintes normales à l'ELS : 65
III.3.2.8.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 65
III.4 Les dalles pleines : 67
III.4.1 Définition : 67
III.4.2 Principe de calcule : 67
III.4.3 Evaluation des sollicitations : 67
III.4.4 Calcul du ferraillage : 69
III.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement : 70
III.5 Etude de la dalle portant l'ascenseur : 71
III.5.1 Introduction : 71
III.5.2 Etude de la dalle de l'ascenseur : 72
III.5.2.1 Prédimensionnement : 72
III.5.2.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 72
III.5.2.3 Combinaison de charges : 73

III.5.2.4 Calcul des sollicitations : 73
III.5.2.4.1 Méthode des lignes de rupture : 73
III.5.2.5 Calcul du ferraillage : 75
III.5.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement : 76
III.5.2.7 Vérification de la flèche : 76
III.5.2.8 Vérification de non poinçonnement : 76

CHAPITRE IV :
Etude dynamique

IV Introduction : 78
IV.1 Objectif de l'étude dynamique : 78
IV.2 MODELISATION DE LA STRUCTURE : 78
IV.3 Caractéristiques géométriques liées à l'analyse sismique : 79
IV.3.1 Centre de masse : 79
IV.3.2 Centre de rigidité : 79
IV.4 Résultats obtenus sans voiles (structure auto stable) : 80
IV.5 Résultats obtenus avec des voiles : 83
IV.6 Calcul de la période fondamentale « T_0 » : 85
IV.7 Nombre de modes à considérer : L'article 4.3.3 du RPA 2024 : page 83 86
IV.8 Choix de la méthode de calcul : *Art 4.1 Rpa 2024 page 77* 88
IV.8.1. Introduction : 88
IV.8.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : 88
IV.8.3. Méthode d'analyse modale spectrale : *Art 4.3 Rpa 2024 page 82* 89
IV.8.4. SPECTRE DE REPONSE HORIZONTALE DE CALCUL : 89
IV.8.5. Calcul de la force sismique totale : «Vst » *Art 4.2.3 RPA 2024 page 79* 98
IV.9. Évaluation de l'analyse dynamique : 102
IV.9.1. Vérification de l'effort normal réduit du poteau : *Art 7.4.3 RPA 2024 Page 111* 109
IV.9.2. Vérification de l'effort normal réduit : 109

CHAPITRE V :
Calcul des éléments résistants

V Introduction : 112
V.1 Les combinaisons de calcul selon le RPA 2024 et le CBA 93 : **112**
V.1.1 Combinaisons d'actions selon le CBA93 : 112
V.1.2 Combinaisons d'actions selon le RPA2024 : 112
V.1.2.1 Composantes horizontales de l'action sismique : 112
V.1.2.2 Composantes verticale de l'action sismique : 113
V.2 Étude des poteaux : 114
V.2.1 Recommandations selon le RPA2024 : 114
V.2.2 Détermination des sollicitations : 117
V.2.3 Calcul du ferraillage : 117

V.2.4 vérification des contraintes à l'état limite de service :.....121
V.2.5 Schéma de ferraillage :.....122
V.3 Etude des poutres :.....124
V.3.1 Recommandations selon les RPA2024 :.....124
V.3.2 Détermination des sollicitations :.....126
V.3.3 Calcul du ferraillage :.....126
V.3.4 Vérification à l'ELS :.....131
V.3.5 Schéma de ferraillage :.....132
V.5 Etude des voiles:.....134
V.5.1 Les voiles pleins :.....134
V.5.1.1 Coffrages conformément au RPA2024 :.....134
V.5.1.2 ferraillages des voiles conformément au RPA2024:.....137
V.5 Etude des voiles:.....134
V.5.1 Les voiles pleins :.....134
V.5.1.1 Coffrages conformément au RPA2024 :.....134
V.5.1.2 ferraillages des voiles conformément au RPA2024:.....137
V.5.1.2.1 Les sollicitations des voiles :.....137
V.5.1.2.2 Ferraillage des éléments de rive :.....143
V.5.1.2.3Ferraillagedel'âme:.....144
V.5.1.2.4 Résumé de calcul de ferraillage d'un voile en béton armé selon le RPA2024 :.....147
V.5.1.2.4.2 Détermination de l'espacement et de la section des armatures transversale :.....150
V.5.1.2.4 Vérification de la condition de ductilité locale :.....152
V.5.1.2.5 Schéma de ferraillage :.....156

CHAPITRE VI:
Calcul des fondations

VI. Calcule des fondations :.....160
VI.1. Introduction :.....160
VI.2. Classification des fondations :.....160
VI.3. Le choix du type de fondation dépend de :.....161
VI.4. Choix de type de fondations pour notre ouvrage :.....161
VI.4.1. Exploitation du rapport géotechnique pour le dimensionnement des semelles :.....162
VI.5. Combinaisons de calcul :.....162
1. Fondations d'éléments verticaux individuels :.....162
2. Fondations communes à plusieurs éléments verticaux :.....163
VI.6. Solidarisation des points d'appui :.....164
VI.7. Calcul des semelles isolée :.....165
VI.7.1. Dimensionnement des semelles isolées :.....165
VI.7.2. Les réactions des sols obtenues pour chaque semelle isolée :.....166

VI.7.2.1 Extrême global : 168
VI.7.3. Semelle rectangulaire isolée sous poteau carrée : 169
VI.8. Calcul des semelles filante : 173
VI.8.1 Calcul des semelles filante (continue) sous plusieurs poteaux : 173
VI.8.1.1 Semelle filante sous deux poteaux : 173
VI.8.1.1.1 Les réactions des sols obtenues : 173
VI.8.1.1.2 Calcul Transversalement : 174
VI.8.1.1.3 Longitudinalement : Dimensionnementet Ferraillage de la Poutre de Libage 176
VI.8.1.2 Semelle filante sous trois poteaux : 182
VI.8.1.2.1 Les réactions des sols obtenues : 182
VI.8.1.2.2 Transversalement : 182
VI.8.1.2.3 Longitudinalement :Dimensionnement et Ferraillage de la Poutre de Libage 185
III.3.2.7.1 Vérification de la flèche : 188
VI.9. Calcul de Radier partielle : 193
VI.9.1 Prédimensionnement du radier : 194
VI.9.2 Vérification des contraintes dans le sol : 197
VI.9.3 Ferraillage de radier partiel : 198
VI.9.3.1 Sollicitations de calcul : 198
VI.9.3.2 Calcul du ferraillage : 201
VI.10 Etude du voile périphérique : 202

Liste des tableaux

CHAPITRE II :
Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. *Composition du Béton* 6
Tableau I.2. *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances* 7
Tableau I.3. *Les hypothèses de calcul béton et l'acier* **..... 8**

CHAPITRE II :
Prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 *prédimensionnement des poutres* 14
Tableau II.2 *charges permanentes du mur simple cloison.* 15
Tableau II.3 *charges permanentes du mur double cloison.* 16
Tableau II.4 *Charges permanentes de plancher terrasse (Corps creux).* 16
Tableau II.5 *Charges permanentes de plancher courant (Corps creux).* 17
Tableau II.6 *Charges permanentes de plancher terrasse (dalle pleine).* 17
Tableau II.7 *Charges permanentes de plancher courant (dalle pleine).* 18
Tableau II.8 *Charge d'exploitation des différents étages.* 18
Tableau II.9 *Dimensions préliminaires des poteaux.* 19

Tableau II.10 *charges permanents exercée sur chaque poteau à chaque étage.* 22
Tableau II.11 *charges d'exploitation exercée sur chaque poteau à chaque étage.* 23
Tableau II.12 *Calcul de l'effort normal à l'ELU.* 24
Tableau II.13 *Calcul de l'effort normal admissible.* 24
Tableau II.14 *Vérification de l'effort normal ultime majoré* 25
Tableau II.15 *charges permanents exercée sur les poteaux du RDC et* du sous-sol 25
Tableau II.16 *charges d'exploitation exercée sur les poteaux du RDC et* du sous-sol 26
Tableau II.17 *Calcul de l'effort normal à l'ELU sur les poteaux du RDC et* du sous-sol. 26
Tableau II.18 *Calcul de l'effort normal admissible pour les poteaux du RDC et* du sous-sol 26
Tableau II.19 *Vérifications du* $1{,}1N_{ultime}$ *et* N_u. 26
Tableau II.20 *Vérification* de la section transversale 27
Tableau II.21 *Prédimensionnement des voiles* 28
Tableau II.22 *Dimensions préliminaires des poteaux.* **28**

CHAPITRE III :
Calcul des éléments secondaires

Tableau V.1: *combinaison de charges selon le CBA93.* 112
Tableau V.2: *combinaison de charges sous l'action sismique horizontale selon le RPA2024.* 113
Tableau V.3: *Sollicitation dans les poteaux.* 117
Tableau V.4: *Sections d'armatures longitudinales calculée .* 118
Tableau V.5: *longueur critique* lcr *des poteaux par étage* 118
Tableau V.6: *Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.* 119
TableauV.7 : *vérification des contraintes tangentielles.* 120
Tableau V.8: *l'espacement et le diamètre minimal des armatures transversales* 120
Tableau V.9: *Section d'armature transversale dans les poteaux.* 121
TableauV.10 : *vérification des contraintes à l'état limite de service* 121
Tableau V.11: *les sollicitations les plus défavorable agissant sur les poutres principale et secondaire.* 126
Tableau V.12: *calcul le ferraillage des poutres en flexion simple* 126
Tableau V.13: *recalcul de la section d'armature* 127
Tableau V.15: *Vérification de la section minimale des armatures longitudinales dans les poutres* 128
Tableau V.16: *vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres* 130
Tableau V.17: *L'espacement des armatures transversales selon les règlements CBA93 et RPA2024* 130
Tableau V.18 : *vérification de la section minimale des armatures transversales* 130
Tableau V.20: *vérification de la flèche.* 131
Tableau V.21: *vérification de la flèche.* 132
Tableau V.22: *Vérification de la contrainte limite de cisaillement.* 135
Tableau V.23: *vérification l'épaisseurs minimales des éléments de rive confinés par un raidisseur orthogonal.* 136
Tableau V.24: *vérification épaisseurs minimales des éléments de rive confinés par un* 137
par un voile orthogonal 137

Tableau V.25: *Classification des voiles selon le rapport (hwlw)* 138
Tableau V.26: *hauteurs critiques des voiles selon le RPA2024.* 139
Tableau V.27: *Moments enveloppe de l'ensemble des voiles de notre projet* 140
Tableau V.28: *sollicitations dans les voiles les plus sollicités.* 142
Tableau V.29: *Pourcentages des armatures longitudinales et les longueurs des éléments de rive.* 143
Tableau V.30: *Sections d'armatures longitudinales calculées sous flexion composée* 148
Tableau V.31: *Espacement des armatures verticales dans les voiles.* 149
Tableau V.32: *Vérification des contraintes à l'état limite de service.* 150
Tableau V.33: *Détermination de l'espacement et de la section des armatures transversale* *151*
Tableau V.34: *Calcul la section d'armature horizontale.* *152*
Tableau V.35: *Calcul le rapport mécanique* (ωwd) *152*
Tableau V.36: *Calcul le coefficient d'efficacité du confinement* (α) *153*
Tableau V.37: *Calcul le coefficient de ductilité en courbure* $(\mu\emptyset)$ *153*
Tableau V.38: *Calcul le pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes* (ωv) 154
Tableau V.39: *Calcul l'effort normal réduit* (vd) 154
Tableau V.40: *vérification de la condition de ductilité locale* 154
Tableau V.41: *la position de l'axe neutre* $X\mu$ 155
Tableau V.42: *Calcul de la déformation ultime du béton en compression* 155
Tableau V.43: *calcul de la longueur comprimée des parties de rive* $(lccalcul)$ 156

CHAPITRE VI:
Calcul des fondations

Tableau VI.1 Caractéristiques géotechniques du sol au niveau de l'ancrage. **162**
Tableau VI.2 *les Combinaisons à utiliser pour les semelles selon RPA* 163
Tableau VI.3 *Les réactions de la semelle Axe « 2 - B »* 166
Tableau VI.4 *Les réactions de la semelle Axe « 2 - C »* 166
Tableau VI.5 *Les réactions de la semelle Axe « 3 - B »* 167
Tableau VI.6 *Les réactions de la semelle Axe « 3 - C »* 167
Tableau VI.7 *Les réactions de la semelle Axe « 3 - C »* 168
Tableau VI.8 *Les réactions le plus critique sous déférentes combinaison* 168
Tableau VI.9 *Vérification des dimensions de la semelle selon les moments fléchissants.* 169
Tableau VI.10 *Vérification des dimensions de la semelle selon les moments fléchissants.* 170
Tableau VI.11 *Vérification des dimensions de la semelle selon les moments fléchissants.* 171
Tableau VI.12 *Vérification du chevauchement des semelles* 172
Tableau VI.13 *Les réactions de la semelle sous deux poteaux.* 173
Tableau VI.14 *les sollicitations les plus pénalisantes agissant sur le poteau* 174
Tableau VI.15 *Paramètres géométriques des fondations (ELS, ELU, ACC)* 174
Tableau VI.16 *Vérification de la méthode de ferraillage* 175
Tableau VI.17 *Calcul de ferraillage* 175
Tableau VI.18 *Choix d'armatures Principales* 175

Tableau VI.19 *Choix d'armatures de répartition.* 176
Tableau VI.20 *Dimensionnement poutre de la poutre de libage* 176
Tableau VI.21 *Les résultat* 178
Tableau III.22 *Calcul des sections d'acier de la poutre de libage.* 178
Tableau III.23 *choix d'armatures longitudinales à L'ELU* 178
Tableau III.24 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.* 180
Tableau III.25 *choix d'armatures longitudinales finale de la poutre* 180
Tableau III.26 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.* 180
Tableau III.27 *Vérification du cisaillement* 180
Tableau VI.29 *Les réactions de la semelle sous trois poteaux* 182
Tableau VI.30 *les sollicitations les plus pénalisantes agissant sur le poteau C-4* 182
Tableau VI.31 *Paramètres géométriques des fondations (ELS, ELU, ACC)* 183
Tableau VI.32 *Vérification de la méthode de ferraillage* 183
Tableau VI.33 *Calcul de ferraillage* 184
Tableau VI.34 *Choix d'armatures Principales* 184
Tableau VI.35 *Choix d'armatures de répartition.* 184
Tableau VI.36 *Dimensionnement poutre de la poutre de libage* 185
Tableau III.37 *Les résultat* 186
Tableau III.38 *Calcul des sections d'acier de la poutre de libage.* 186
Tableau VI.39 *choix d'armatures longitudinales à L'ELU* 187
Tableau III.40 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.* 187
Tableau III.41 *choix d'armatures longitudinales finale de la poutre* 187
Tableau III.42 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.* 187
Tableau III.43 *Vérification du cisaillement* 188
Tableau III.44 Armatures transversales de la poutre de libage 188
Tableau III.45 *Vérification de la flèche de la poutre de libage* 188
FigureVI.14 *Schéma d'une Semelle filante sous voile* 189
Tableau VI.46 *Les réactions de la semelle Axe « 3 - C »* 190
Tableau VI.47 *Paramètres géométriques des fondations (ELS, ELU, ACC)* 190
Tableau VI.48 *Vérification de la méthode de ferraillage* 191
Tableau VI.49 *Calcul de ferraillage* 191
Tableau VI.50 *Choix d'armatures Principales* 191
Tableau VI.51 *Choix d'armatures de répartition.* 191
Tableau VI.52 *Paramètres géométriques des fondations (ELS, ELU, ACC)* 192
Tableau VI.53 *Vérification de la méthode de ferraillage* 192
Tableau VI.54 *Calcul de ferraillage* 192
Tableau VI.55 *Choix d'armatures Principales* 193
Tableau VI.56 *Choix d'armatures de répartition.* 193
Tableau VI.57 *récapitulatif des moments Mxx [KN.m/m]* 200

Tableau VI.58 *récapitulatif des moments Myy [KN.m/m]* 200
Tableau VI.59 *récapitulatif des moments maximaux et des caractéristiques du radier (ELU)* 201
Tableau VI.60 *Résultats de ferraillage à ELU.* 201
Tableau VI.61 *Résultats de ferraillage à ELU.* 203
Tableau VI.62 *Les efforts internes à ELS.* 204
Tableau VI.63 *Résultats de ferraillage à ELS.* 204

Liste des figures

CHAPITRE II :
Prédimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 Schémas de la disposition des poutrelles (niveau + 3.40 m). 10
Figure II.2 Coupe du plancher à corps creux. 11
Figure II.3 *coupe du plan – dalle pleine.* 12
Figure II.4 *plans terrasse.* 14
Figure II.5 *schémas de la pente* 15
Figure. II.6 *présentations de mur intérieur (simple cloison).* 15
Figure II.7 *présentations de mur extérieurs (double cloison).* 16
Figure II.8 *Composants d'un plancher terrasse.* 16
Figure II.9 *Composants d'un plancher courant.* 17
Figure II.10 *Section réduite du poteau* 19
Figure II.11 *Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité.* 20
Figure II.12 *Coffrage des poteaux.* 27
Figure II.13 *Dimension a respecter pour les poutres.* 27
Figure II.14 *Coupe de voile en élévation.* 28

CHAPITRE III :
Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 *L'acrotère* ***Figure III.2*** *Schéma statique de l'acrotère* 30
Figure III.3 *Section de Béton Armé à ELU.* 31
Figure III.4 *planchers à corps creux.* 34
Figure III.5 *Coupe transversale d'un plancher à corps creux.* 34
Figure III.6 *Disposition des armatures de la table de compression.* 35
Figure III.7 *coupes de poutrelle préfabriquée avant coulage.* 36
Figure III.8 *schéma statique de la grande travée avant coulage.* 37
Figure III.9 *coupes de poutrelle préfabriquée après coulage.* 38
Figure III.10 *schéma statique de la grande travée après coulage.* 39
Figure III.11 *Dispositif d'étaiement pour la stabilité avant et après coulage.* 40
Figure III.12 *schéma statique d'une poutrelle à deux travées (ELU).* 42
Figure III.13 *Diagrammes des moments à l'ELU.* 43
Figure III.14 *schéma statique d'une poutrelle à deux travées (ELS).* 43

Figure III.15 *Diagrammes des moments à l'ELS* 43
Figure III.16 *schéma statique d'une poutrelle à trois travées (ELU).* 44
Figure III.17 *Diagrammes des moments à l'ELU.* 44
Figure III.18 *schéma statique d'une poutrelle à trois travées (ELS).* 45
Figure III.19 *Diagrammes des moments à l'ELS.* 45
Figure III.20 *schéma statique d'une poutrelle à cinq travées (ELU).* 46
Figure III.21 *Diagrammes des moments à l'ELU.* 47
Figure III.22 *schéma statique d'une poutrelle à cinq travées (ELS).* 47
Figure III.23 *Diagrammes des moments à l'ELS.* 47
Fig. III.24 *escalier droit à deux volées type 01* ***Fig. III.25*** *escaliers à deux quartiers tournants type 02* ... 50
Fig. III.26 *Schéma statique escalier droit à deux volées* 50
Fig. III.27 distributions de la charge à l'ELU. 52
Fig. III.28 *distributions de la charge à l'ELS.* 52
Figure III.29 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.* 53
Figure III.30 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.* 53
Figure III.31 *Section de Béton Armé à ELU.* 54
Figure III.32 *Section de Béton Armé à ELU.* 56
Fig. III.33 *Ferraillage de la poutre palière* 58
Figure III.34 *vues en coupe d'une cage d'escalier.* 59
Figure. III.35 distributions de la charge à l'ELU. 60
Figure. III.36 *distributions de la charge à l'ELS.* 60
Figure III.37 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.* 61
Figure III.38 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.* 61
Figure III.40 *Section de Béton Armé à ELU.* 63
Fig. III.41 *Ferraillage de la poutre palière* 66
Figure III.42 *Dalle pleine le plus défavorable* 68
Figure III.43 *Les encastrements de la dalle pleine.* 68
Figure III.44 *Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.* 71
Figure III.45 *Dimensions de la dalle machine* 72
Figure III.46 *Dimensions de la dalle machine* 73
Figure.III.47 *Vérification de non poinçonnement.* 76

CHAPITRE IV :
Etude dynamique

Figure IV.1 *Modélisation 3D revue de la structure* 79
Figure IV.2 *Modélisation 3D revue de la structure auto stable.* 80
Figure IV.3 *Disposition des voiles en plan.* 83
Figure IV.4 *Disposition des voiles en 3D.* 83
Figure. IV.5 *CM et CR de dernière étage (attique)* ***Figure. IV.6*** *CM et CR de l'étage4^{éme}* 85
Figure. IV.6 *Limites des décrochements en plan* 94

Figure. IV.7 *les files des voiles dans les deux directions* 96
Tableau IV.14 : *Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y* 100
Figure. IV.8 *Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y.* 100

CHAPITRE V:
Calcul des éléments résistants

Figure V.1: *dispositions constrictives des poutres.* 116
Figure V.2: *Details de la zone nodale.* ***Figure V.3:*** *Coffrage des poteaux.* 118
Figure V.4: *dispositions constrictives des poutres.* 125
Figure V.5: *épaisseurs minimales des éléments de rive confinés* 135
par un raidisseur orthogonal. 135
Figure V.6: *épaisseurs minimales des éléments de rive confinés par un* 136
par un voile orthogonal. 136
Figure V.7: *cas des voiles confinés présents dans notre projet* 137
Figure V.8: *Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.* 138
Figure V.9: *Zone critique a la base du voile.* 139
Figure V.10: *Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élances des systèmes a contreventement mixte.* 142
Figure V.11: *éléments de rives pour les voiles.* 143
Figure V.12: *désignation des éléments d'un voile en béton armé* 145
Figure V.13: *organigramme de calcul de ferraillage d'un voile en BA* 147
Figure V.14: *Disposition des paramètres, d, c et c', utilisés dans le calcul de la flexion composée* 148

CHAPITRE VI:
Calcul des fondations

VI. Calcule des fondations : 160
Fig. VI.1 : *Position des longrines par rapport aux semelles de fondations* 164
Fig. VI.2 : *Position des semelles isolées pour quelques poteaux* 165
Fig. VI.3 : *Position des semelles isolées pour quelques poteaux* 165
Figure VI.4 Les bulles de pression 172
FigureVI.5 *Schéma d'une Semelle filante longitudinalement et transversalement* 173
FigureVI.6 *Schéma d'une Semelle filante transversalement* 174
Fig. III.7 *Diagramme des moments à l'ELU.* ***Fig. III.8*** *Diagramme des moments l'ELS.* .. 177
Figure III.9 *Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.* 178
FigureVI.10 *Schéma d'une Semelle filante transversalement* 183
Fig. III.11 *Diagramme des moments à l'ELU.* ***Fig. III.12*** *Diagramme des moments l'ELS.* ... 186
Figure III.13 *Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.* 186
FigureVI.14 *Schéma d'une Semelle filante sous voile* 189
Figure VI.15 *Modélisation 3D d'un radier partiel avec voiles et poteaux porteurs.* 194
Figure VI.16 *La zone de la cage d'escalier destinée à la réalisation d'un radier partiel sans débordement* 195

Figure VI.17 *Zone de radier partiel sous cage d'escalier avec le débordement* 195
Figure VI.18 *Distribution de l'effort tranchant Max sur le radier (ELU)* 196
Figure VI.19 *Cartographie des contraintes à l'ELS sous le radier* 197
Figure VI.20 *Cartographie des contraintes à l'ELU sous le radier* 197
Figure VI.21 *Cartographie des contraintes à l'ELU sous le radier* 198
Figure VI.22 *Répartition des moments M_{XX} dans radier – ELS* 198
Figure VI.23 *Répartition des moments M_{XX} dans radier – ELU* 199
Figure VI.24 *Répartition des moments M_{XX} dans radier – ELA* 199
Figure VI.25 *Répartition des moments M_{YY} dans radier – ELS* 199
Figure VI.26 *Répartition des moments M_{YY} dans radier – ELU* 200
Figure VI.27 *Répartition des moments M_{YY} dans radier – ELA* 200
Figure VI.28 : *Schéma du ferraillage du voile périphérique* 205

Les Notations

A : Coefficient d'accélération de zone.
A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Section d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton.
$\emptyset$: Diamètre des armatures, mode propre.
Q : Charge d'exploitation.
γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
τ : Contrainte tangentielle.
β : Coefficient de pondération.
σ_{sol} : Contrainte du sol.
σ_m : Contrainte moyenne.
G : Charge permanente.
ξ : Déformation relative.
V_0 : Effort tranchant a la base.
$E.L.U$: Etat limite ultime.
$E.L.S$: Etat limite service.
N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.
λ : Elancement.
e : Epaisseur.
F : Force concentrée.
f : Flèche.
$\bar{f}$: Flèche admissible.
D : Fiche d'ancrage.
L : Longueur ou portée.
L_f : Longueur de flambement.
W : Poids total de la structure.
d : Hauteur utile.
F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
M_u : Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
M_t : Moment en travée.
M_a : Moment sur appuis.
M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I : Moment d'inertie.
f_i : Flèche due aux charges instantanées.
f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
M : Moment, Masse.
E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
E_{vj} : Module d'élasticité différé.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
P : Rayon moyen.
f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K : Coefficient de raideur de sol.
δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
Y : Position de l'axe neutre.
I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lier aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance des bâtiments aux séismes repose sur l'utilisation de systèmes structurels conçus pour absorber et transmettre efficacement les forces horizontales. Ainsi, le choix d'un système structurel approprié est essentiel pour assurer la stabilité de l'édifice conformément aux normes parasismiques en vigueur.

La réglementation parasismique algérienne évolue en fonction des avancées scientifiques et des études d'ingénierie, ainsi que de l'analyse des effets de l'activité sismique, afin de mettre à jour les normes et les modifications nécessaires pour garantir la stabilité et la sécurité des bâtiments. Dans ce cadre, de nouvelles réglementations ont récemment été introduites pour compléter et actualiser les normes précédentes, y compris le **RPA2024**. Cette étude adoptera ces nouvelles réglementations afin d'assurer la conformité du projet avec les exigences les plus récentes en matière de conception parasismique.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures et de nous initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment **sous-sol+ RDC+7étage.**

Pour ce faire, nous allons répartir **le travail en six chapitres**, à savoir :

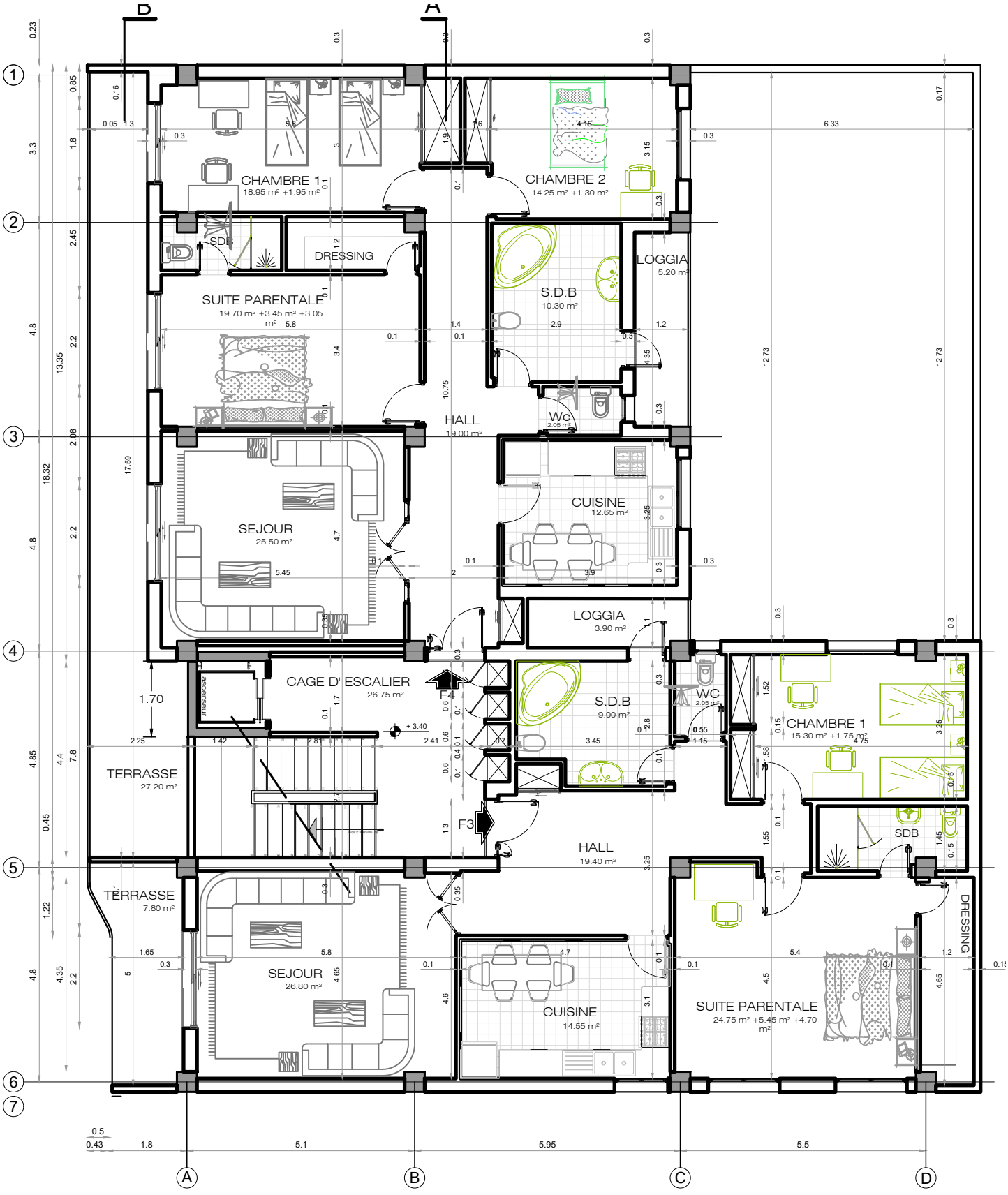
- **Le premier chapitre** consiste en la présentation du bâtiment.
- **Le deuxième chapitre** consacré au prédimensionnement des éléments structuraux.
- **Le troisième chapitre** traite le calcul des éléments secondaires.
- **Le quatrième chapitre** comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023**
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, est l'objet du **cinquième chapitre**.
- **Le sixième** et dernier chapitre aborde l'étude de fondations.

VOIE DE DESSERTE PRÉVUE PAR LE P.O.S

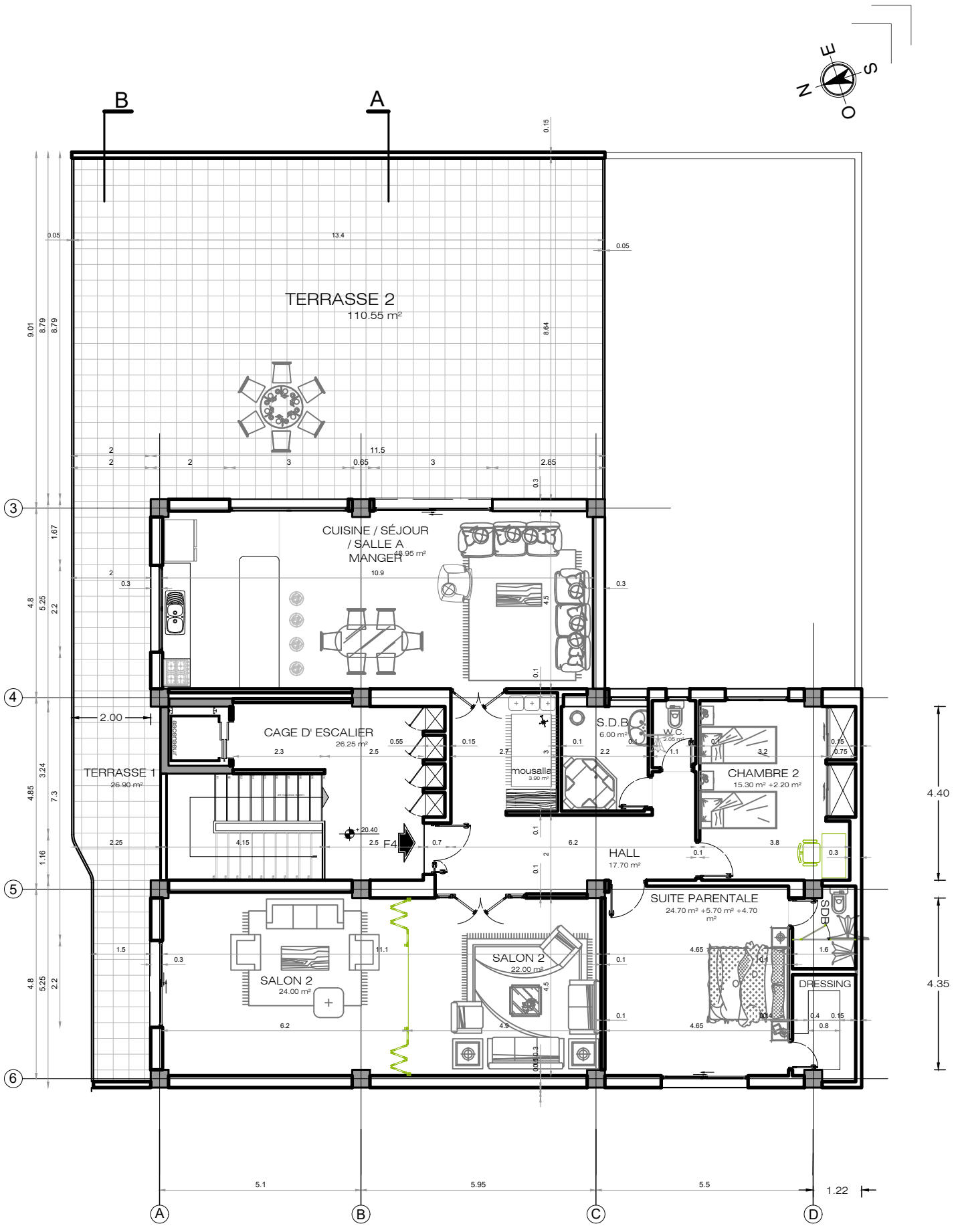


PLAN DU REZ-DE CHAUSSÉE

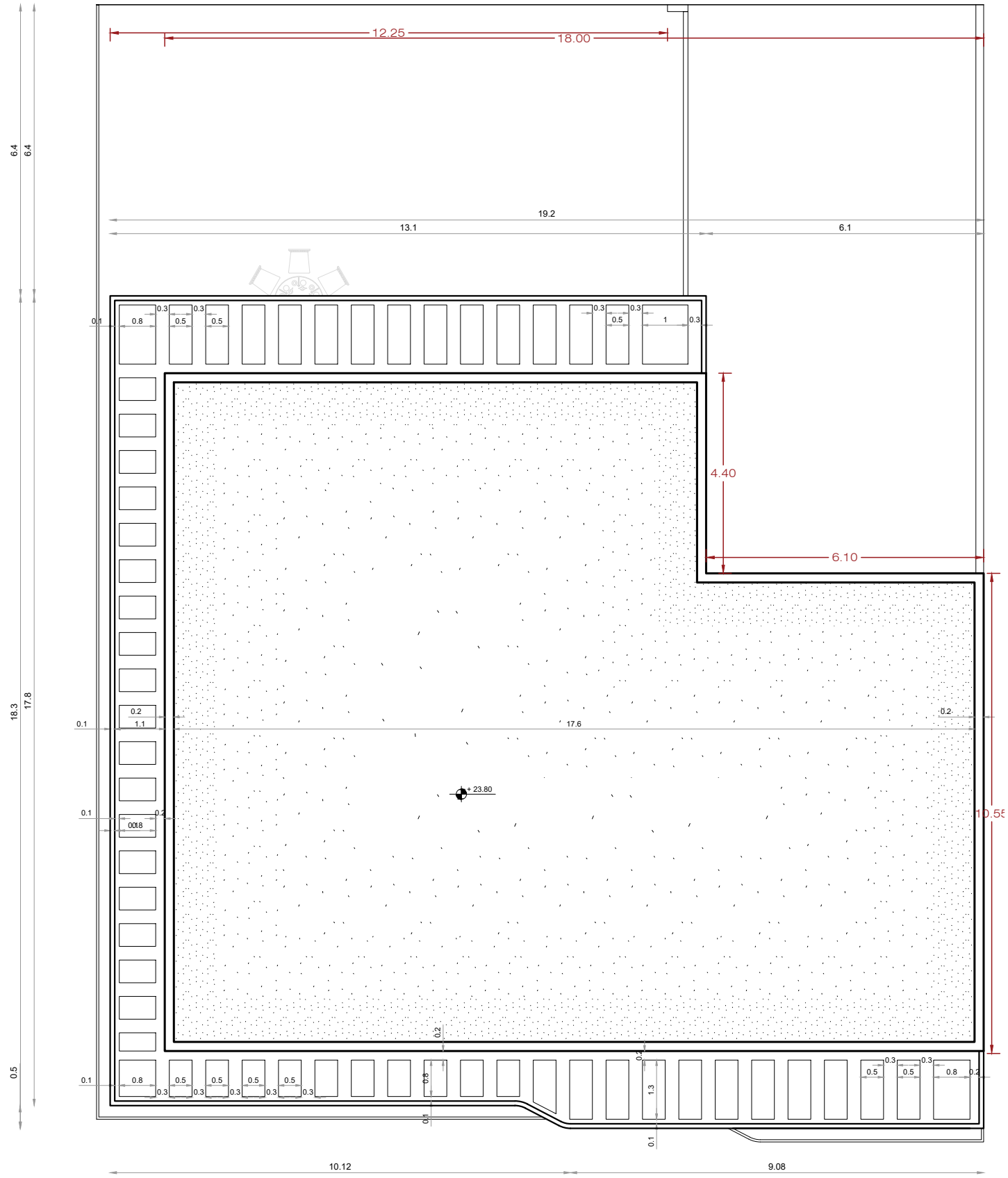
ROUTE NATIONALE N° 63



PLAN NIVEAU + 3.40
(ETAGE COURANT)



PLAN NIVEAU + 20.40(ATTIQUE)



PLAN NIVEAU + 23.80(TERRASSE)

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE







I Introduction :

Ce travail, que nous avons le privilège de présenter, vise à appliquer les compétences et connaissances acquises tout au long de notre parcours universitaire, à travers l'analyse de la structure.

La stabilité de la structure dépend de la capacité des différents éléments structurels (tels que les poteaux, les poutres et les voiles) à résister aux différentes forces appliquées (comme la compression et la flexion). Cette capacité est déterminée par le type de matériaux utilisés ainsi que par leurs dimensions et caractéristiques.

Pour calculer les composants d'un ouvrage, on se réfère à des règlements et méthodes établis. Ces directives se fondent sur la connaissance des matériaux utilisés (béton et acier), ainsi que sur le dimensionnement et les armatures des éléments résistants de la structure.

I.2 Implantation de l'ouvrage :

Le bâtiment à analyser comprend un sous-sol dédié à un magasin et à une salle de sport, ainsi que 06 étages destinés à un usage résidentiel et le dernier étage, l'espace est divisé en deux parties : un attique et une zone exploitable. Il est situé dans la wilaya d'Alger, au sein de la commune n° 72, sur la Route d'El Harrach à Birkhadem.

Notre étude respectera les normes en vigueur des réglementations algériennes, à savoir :

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93 D.T. R. - B.C. 2-41]
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
- Le règlement parasismique algérien [RPA 2024 D.T.R. - B.C. 2.48]
- Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.3.3.1]

I.3 Conception parasismique de l'ouvrage :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 2024 comme :

- La zone sismique (VI) ……..……. [ANNEXES « A » RPA2024 Page 186]
- Niveau de sismicité est Elevée……...… [Table (3.1) RPA2024 page 45]
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2……..… [Art 3.4 RPA2024 page 60]
- Le site est considéré comme. S2…….…….. [Art 3.2.1 RPA2024 page 48]

I.4. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

I.4.1. Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment :..... H_T = 28.00 m.

Hauteur d'étage courant + RDC :..... H = 3.40 m.

Hauteur du sous-sol :..... H = 3.40 m.

I.4.2. Dimensions en plan :

Sens transversal :..... L = 17.00 m

Sens longitudinal :..... L = 23.00 m

I.5. Caractéristiques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme (S_2) d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

- La contrainte du sol est σ_{sol} = 2.5 bars.
- L'angle de frottement interne du sol ϕ = 26°
- La cohésion C = 0.50 bar.

I.6. Description de la structure :

Le projet concerne l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, conçu avec une structure porteuse en béton armé, composée de voiles, de poteaux et de planchers. L'analyse porte sur l'ensemble de la structure en tenant compte des caractéristiques géométriques, des charges appliquées et des conditions aux limites, afin d'assurer la stabilité globale et la performance du bâtiment vis-à-vis des actions verticales et horizontales

I.6.1. Systèmes de contreventement : [Art A.4 Page 62 RPA 2024]

Système de structure mixte, équivalent à des voiles dans lequel le Transfer des charges verticales et horizontales est assure, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, a la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. Pour ce système de contreventement, il n 'y a pas de limitation en hauteur des bâtiments.

I.6.1.1 Les Caractéristiques de ce système :

- **Ossature spatiale** : Supporte les charges verticales (poids propre du bâtiment, occupants, mobilier) et contribue à la résistance latérale.
- **Les Voiles** : Contribuent significativement à la résistance aux forces latérales telles que les vents forts et les séismes.

I.6.2 Planchers :

Nous avons employé deux sortes de planchers, dont la fonction est de soutenir les charges verticales et de les transférer aux poutres, qui à leur tour transmettent ces charges aux éléments verticaux de la structure.

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.6.3 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs « double cloison » :

Deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 10 cm.

- Murs intérieurs « simple cloison » :

Sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

- Murs de balcon et esplanade et terrasse accessible :

En briques creuses simple cloison de 15cm d'épaisseur.

I.6.4 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse « inaccessible », la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 80cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.6.5 Escaliers :

Éléments mineurs de la structure utilisés pour faciliter les mouvements Vertical entre les étages. Pour notre cas, nous avons deux types d'escalier dans ce bâtiment :

- Escalier balancé à double quartier tournant.
- Escalier droite à deux volées.

I.6.6 Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil qui permet de se déplacer verticalement et d'accéder aux différents étages du bâtiment. Il est composé principalement de la cabine et des machines.

I.6.7 Balcon :

Par définition, un balcon est une extension qui se projette depuis la façade d'un bâtiment.

Dans notre projet, nous utiliserons une dalle pleine pour sa construction.

I.6.8 Infrastructure :

L'infrastructure désigne la zone d'interaction entre la structure et le sol, constituant un ensemble rigide qui assure l'ancrage de la construction dans le terrain et permet la transmission des charges exercées par celle-ci vers le sol porteur.

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé « CBA 93 » ainsi que le Règlement Parasismique Algérien « RPA 2024 ».

I.7.1 Le béton :

Nous utiliserons un béton ayant un dosage en ciment CPJ-CEMII42,5 -Norme NF EN 197-1 (2001) des ciments courants et la classe de résistance 42.5 normal ou rapide permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à 25 MPa « $f_{c28} = 25\ MPa$ ».

Tableau I.1. *Composition du Béton*

Composant	Gravier	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	350 Kg	180 L
Poids (Kg)	1200	600	350	180

I.7.1.1 Résistance à la traction : [Art A.2.1.1.2 CBA93 page 06]

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante : ftj = 0,6 + 0,06.fcj (MPa) Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2.1 MPa.

I.7.1.2 contraintes limite de béton : [Art A.4.3.4 CBA93 page 23]

Etats limites ultime « ELU » :

- $\sigma_{bc} = \frac{(0.85 * fc28)}{\theta \times \gamma_b}$
- Le coefficient $\boldsymbol{\theta}$ est fixé à 1. Voire le règlement CBA93 Page 24
- σ_{bc} = 14.2MPa En Situation durable.
- σ_{bc} = 18.5MPa En Situation accidentelle (γ_b =1.15 selon le CBA93)

États Limites de Service « ELS » : [Art A.4.5.2 CBA93 page 30]

- La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :
- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$
- σ_{bc} = 15 MPa

I.7.1.3 contraintes limite de cisaillement : [Art A.5.1.2.1 CBA93 page 39]

Fissuration non préjudiciable ou peu nuisible :

- $\tau_u = \min [0.2 \times \frac{fc28}{\gamma b}; 5MPa]$
- τ_u = 3.33 MPa

Fissuration préjudiciable très préjudiciable

- $\tau_u = \min [0.15 \times \frac{fc28}{\gamma b}; 4MPa]$
- τ_u = 2.5 MPa

I.7.1.4 Déformation longitudinale du béton :

La déformation longitudinale du béton désigne les changements de longueur (allongement ou raccourcissement) d'un élément en béton sous des charges axiales. Elle peut être instantanée ou différée et est mesurée en comparant la variation de longueur à la longueur initiale de l'élément.

a) Module de déformation instantanée (E_{ij}) :

Il représente la déformation subie par le béton immédiatement après l'application d'une charge. Sa valeur dépend de la résistance du béton à 28 jours (f_{c28}=25 Mpa) et est donnée par :

- $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$ ..... [ART A.2.1.2.1 CBA93 page 07]
- E_{i28} = 32164.2 Mpa

b) Déformation différée (E_{vj}) :

Ce module prend en compte les effets du fluage et du retrait sur une période prolongée. Il est calculé par :

- $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$ ..... [ART A.2.1.2.2 CBA93 page 07].
- E_{v28} = 10818.866 Mpa

c) Phénomènes associés :

❖ Fluage : C'est un phénomène où le béton continue à se déformer lentement sous une charge constante au fil du temps. Cette déformation différée peut augmenter jusqu'à trois fois la déformation instantanée après plusieurs années.

❖ Coefficient de Poisson : Lorsqu'une force est appliquée longitudinalement, le béton subit également une déformation transversale. Le coefficient de Poisson (ν) quantifie cette relation entre la déformation longitudinale et transversale, exprimée comme :

- $\nu = -\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_L}$ ..... [ART A.2.1.3 CBA93 page 08].
- υ=0,20 ..... Pour le calcul des déformations (E.L.S).
- υ=0 ..... Pour le calcul des sollicitations (E.L.U).

I.7.3 L'acier :

Pour pallier la faible résistance du béton à la traction, des armatures en acier sont intégrées dans les structures en béton. Ces armatures, qui reprennent les efforts de traction, se caractérisent par différentes nuances et états de surface (comme les barres lisses à haute adhérence).

I.7.2.1. Type d'Acier :

Les aciers sont utilisés dans le béton comme des armatures longitudinales et transversales et on utilise généralement les barres à haute adhérence. Elles sont disponibles en barre d'une longueur de 12,00m. La continuité mécanique entre les barres est assurée soit par recouvrement (la méthode la plus courante), soit par soudure bout à bout.

Tableau I.2. *Les types d'aciers utilisés et leurs nuances*

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	HA≥8	400
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0≤ Ø≤6	520

I.7.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier, aussi appelé module de Young, est une mesure de la rigidité de l'acier, indiquant sa résistance à la déformation élastique sous une charge axiale.

Le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier utilisé est :

- $Es=2\times10^5$ Mpa……. [Art A.2.2.1 CBA93 Page 09]

I.8 Conclusion :

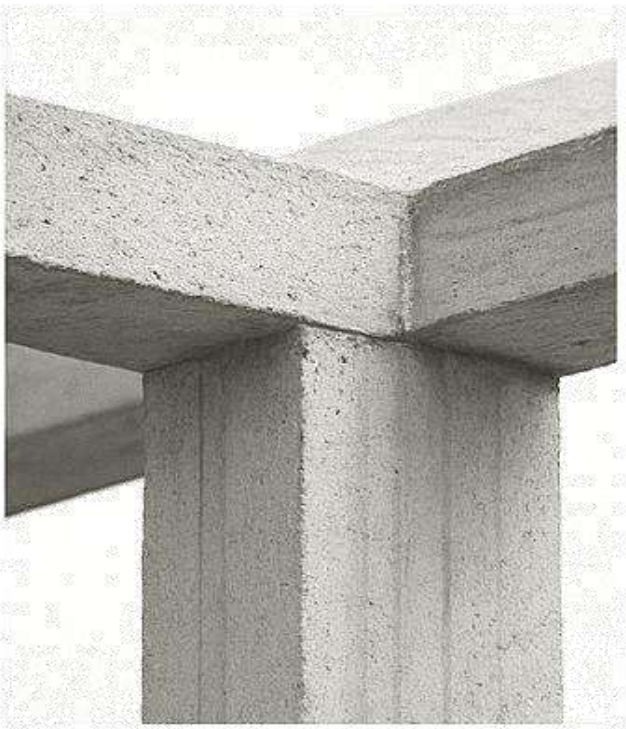
Pour notre projet, les valeurs utilisées sont :

Tableau I.3. *Les hypothèses de calcul béton et l'acier*

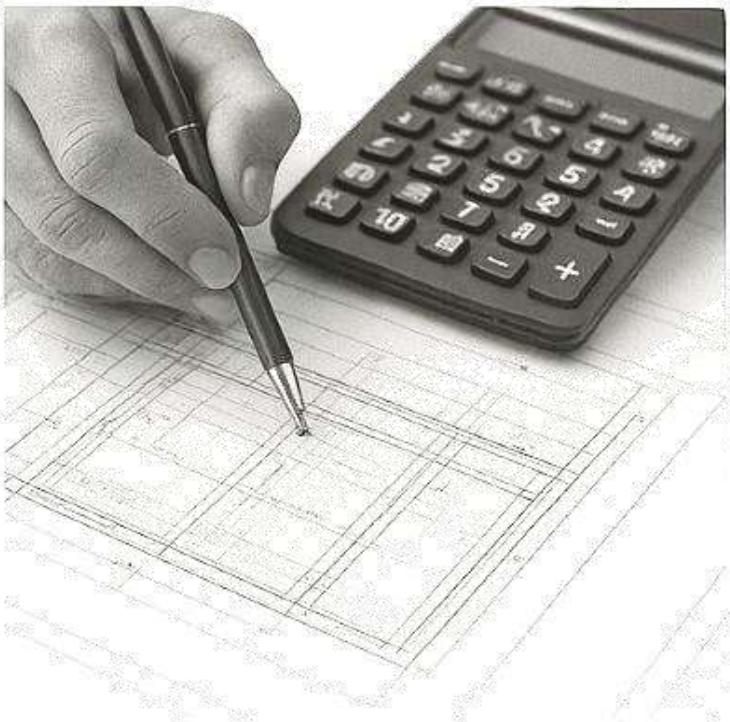
La masse volumique de béton :	$\rho = 25\ \mathrm{KN/m^3}$	[Art A.3.1.2.1 CBA93 page 11]
La résistance du béton à la compression à 28 jours :	$f_{c28} = 25\ MPa$	/
La résistance du béton à la traction :	$f_{t28} = 2.1\ MPa$	[Art A.2.1.1.2 CBA93 page 06]
Le module d'élasticité « instantané » :	$E_{i28} = 32164.2\ MPa$	[Art A.2.1.2.1 CBA93 page 07]
Le module d'élasticité « différé » :	$E_{v28} = 10818.866\ MPa$	[ART A.2.1.2.2 CBA93 page 07]
La Contrainte limite du béton à l'état limite ultime :	En Situation durable : $\overline{\sigma_{bc}} = 14.2\ MPa$ En Situation accidentelle : $\overline{\sigma_{bc}} = 18.5\ MPa$	[Art A.4.3.4 CBA93 page 23]
La contrainte limite du béton à l'état limite de service :	$\overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$	[Art A.4.5.2 CBA93 page 30]
Contraintes limite de cisaillement :	Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\tau_u} = 2.5\ MPa$	[Art A.5.1.2.1 CBA93 page 39]
La limite élastique de l'acier :	Pour les armatures longitudinales : HA $f_e = 400\ MPa$	[Art 2.2.1 DTR BE 2-1]
La contrainte de traction des armatures est limitée :	Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = 201.63\ MPa$	[Art A.4.5.3.3 CBA93 page 32]

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT



POUTRE ET POTEAU



PLANCHER



II Introduction :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA2024 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.1 Disposition des poutrelles :

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

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

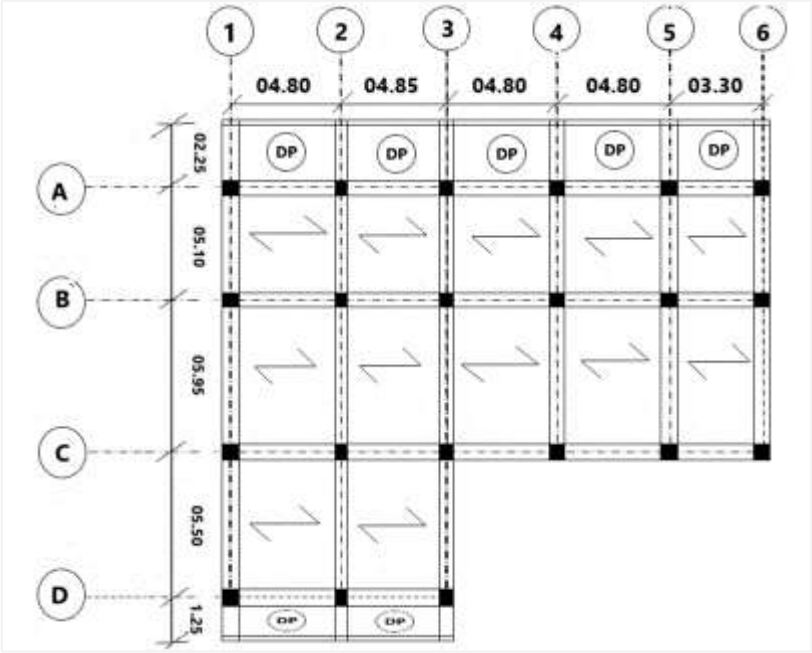


Figure II.1 *Schémas de la disposition des poutrelles (niveau + 3.40 m).*

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément qui sépare surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1 Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Treillis soudé : est placé dans la dalle de compression pour contrôler les fissurations dues au retrait du béton et aux effets thermiques.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, son rôle est de répartir les charges verticales sur les poutrelles.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur (h_t) :

tel que :

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

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

En vérifiant la condition suivante : d'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4 page 138)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{Et} \quad \frac{L_{max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : Travée maximale entre axe dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Dans notre cas on a : $L_{max} = 4.85$ m

$$h_t \geq \frac{485}{22.5} = 21.56 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad \frac{485}{25} = 19.4\text{cm} \leq h_t \leq \frac{485}{20} = 24.25 \text{ cm}$$

- **Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq 16\text{cm}$$

On prendra : $h_t = 24\text{cm}$ Plancher $(20 + 4)$

- 20 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur de la table de compression.

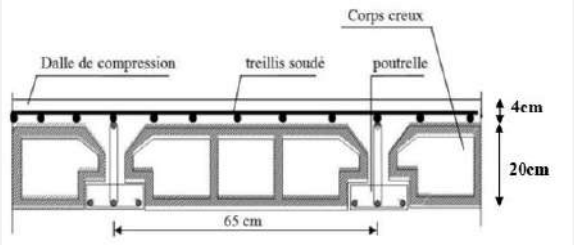


Figure II.2 *Coupe du plancher à corps creux.*

II.2.1 Les planchers à dalle pleine :

Le prédimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a. Critère de résistance à la flexion :

Pour une dalle portant sur deux côtés :

- Si : $\mathcal{P} = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ donc la dalle travaillant suivant une seule direction.
- Détermination de l'épaisseur par cette formule : $\frac{L_x}{35} \leq ép \leq \frac{L_x}{30}$

Pour une dalle portant sur quatre côtés ou trois côtés :

- Si : $0.4 \leq \mathcal{P} = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ donc la dalle travaillant suivant les deux directions.
- Détermination de l'épaisseur par cette formule : $\frac{L_y}{45} \leq ép \leq \frac{L_y}{40}$

Avec :

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée mesurée entre nu d'appuis des poutres.

L_y : est la grande portée de la dalle mesurée entre nu d'appuis des poutres.

b. Résistance au feu :

- ép ≥ 7cm ……pour une heure de coupe-feu.
- ép ≥ 11cm …… Pour deux heures de coupe-feu.
- ép ≥ 14 cm …… Pour trois heures de coupe-feu.

c. Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

II.2.1.1 Calcul des dalles pleines :

Dans notre projet, la dalle pleine la plus défavorable est celle présentée dans la partie suivante du plan :

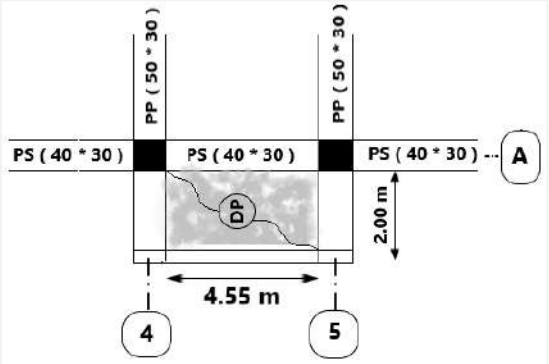


Figure II.3: *coupe du plan – dalle pleine.*

Dans notre cas, la dalle pleine portant sur 4 côtés :

L_x = 2.00 m ; L_y = 4.55 m.

- $\mathcal{P} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{4.55} = 0.44 \rightarrow 0.4 \leq \mathcal{P} = 0.44 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaillant suivant les deux directions.
- $\frac{L_y}{45} \leq$ ép $\leq \frac{L_y}{40} \rightarrow \frac{455}{35} = 10.11$ cm $\leq$ ép $\leq \frac{455}{230} = 11.38$ cm.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant.
Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur ép = 15cm.

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres en béton armé sont des éléments porteurs horizontaux qui assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux tels que les poteaux et les voiles.
Dans les constructions en béton armé, on distingue :

- Les poutres principales : qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires : qui assurent le chaînage.

Le dimensionnement sont définies par les relations suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ et $h \geq \frac{L_{max}}{12.5}$.
- La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$
- L_{max} : La longueur entre nue maximal de la porter dans le sens considéré.

Les formules du **CBA 93** sont issues des principes de calcul des poutres en béton armé, assurant leur résistance et limitant la déformation. Elles reposent sur des critères de sécurité, validés par des essais et des recommandations réglementaires.

Le dimensionnement des poutres doit respecter les Conditions suivantes :
Selon le RPA 2024 (Art.7.5.1 page 113) on a :

Pour la zone **(VI)** dans notre projet :

- La hauteur : h ≥ 30cm
- La largeur : b ≥ 25 cm
- Le rapport : $\frac{b}{h} \leq 4$
- La largeur maximale : $b_{max} \leq 1.5h + b_c$ telque b_c: la largeur de poteaux.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 *prédimensionnement des poutres*

Elément	Poutres **p**rincipales	Poutres **s**econdaire
Longueur	L_{max} = 5.95 – 0.3 = 5.65 m	L_{max} = 4.85 – 0.3 = 4.55 m
Prédimensionnement	• 37.667 cm ≤ h ≤ 56.5 cm • h ≥ $\frac{565}{12.5}$ = 45.2 cm • 15 cm ≤ b ≤ 35 cm	• 30.33 cm ≤ h ≤ 45.5 cm • h ≥ $\frac{455}{12.5}$ = 36.4 cm • 12 cm ≤ b ≤ 28 cm
Section choisir	30 cm × 50 cm	30 cm × 40 cm
Vérification **RPA2024**	• b = 30 cm ≥ 25 cm • h = 50 cm ≥ 30cm • $\frac{b}{h} = \frac{30}{50} = 0.6 \leq 4$ • b_{max} = 30 cm ≤ 105 cm	• b = 30 cm ≥ 25 cm • h = 40 cm ≥ 30cm • $\frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0.75 \leq 4$ • b_{max} = 30 cm ≤ 90 cm
Conclusion	**« 30 cm × 50 cm »**	**« 30 cm × 40 cm »**

II.4 dimensionnements la forme de pente :

- Son but est de permettre l'évacuation des eaux pluviales qu'elle dirige vers les descentes.
- Pour l'écoulement des eaux, le support doit présenter une pente minimale de 1 %
- « Art 1.4.3 DTR E4.1 page 12 ».
- L'épaisseur minimale de la forme de pente est de 5 cm, en dessous de 7 cm, la forme doit être armée par un treillis soudé.
- Pour calculer l'épaisseur de la forme de pente, nous choisissons la pente la plus longue à partir du plan de la terrasse (13.70 m).

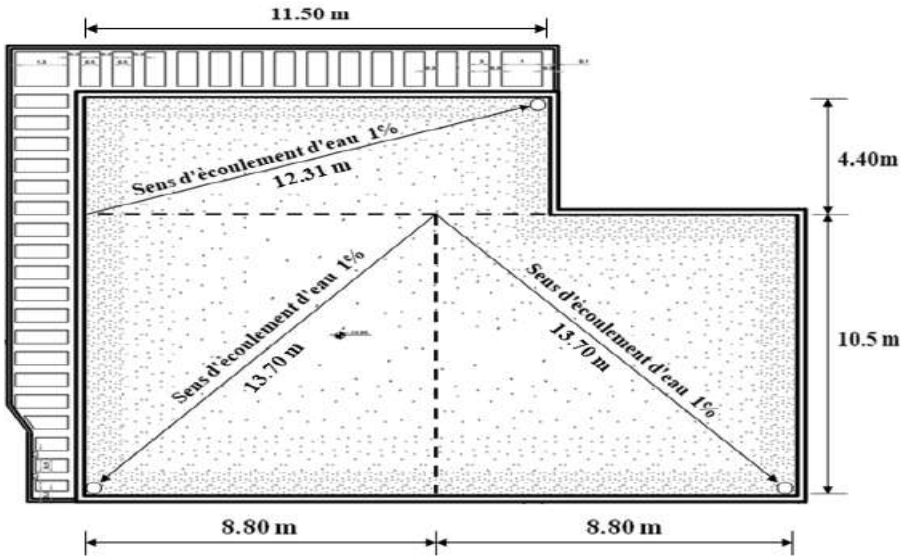


Figure II.4 *plans terrasse.*

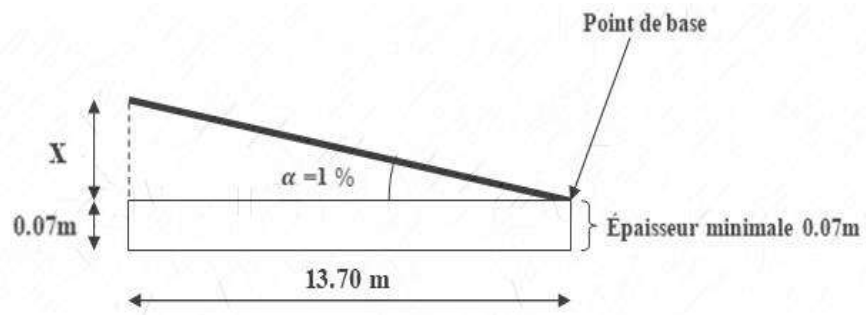


Figure II.5 *schémas de la pente*

II.4.1 Calcul de la forme de pente :

- $\tan\alpha = \frac{X}{13.70} \rightarrow \frac{1}{100} = \frac{X}{13.70} \rightarrow X = 13.70 \times 0.010 = 0.137 \rightarrow X = 0.137$ m.
- Avec : X + 0.07 **:** Epaisseur maximale de la forme de pente**.**

Donc : L'épaisseur moyenne de la forme de pente est : $é_p = 0.07 + \frac{X}{2}$

- $é_p = 0.07 + \frac{0.137}{2} = 0.1385$ m

On prendra : $é_p$ = 14 cm.

II.4 Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

L'évaluation des charges est réalisée conformément au règlement DTR B.C.2.2, qui définit les actions à considérer pour le dimensionnement des structures en béton armé en Algérie.

II.4.1 Charges permanentes :

II.4.1.1 Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.2 *charges permanentes du mur simple cloison.*

N°	Composant	DTR B.C.2.2	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	C.2-page 38	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	C.1 page 36	0.10	/	0.9
3	Enduit en ciment	C.2-page 38	0.02	18	0.36
G (KN/m^2)					1.62
G×h (KN/m)					4.86

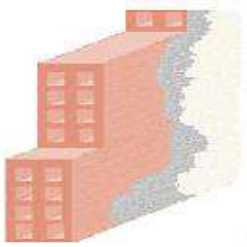


Figure. II.6 *présentations de mur intérieur (simple cloison).*

b) Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau II.3 *charges permanentes du mur double cloison.*

N°	Composant	DTR B.C.2.2	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^3)
1	Enduit en ciment	C.2-page 38	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	C.1 page 36	0.10	9	0.9
3	L'âme d'aire	/	0.10	/	/
4	Brique creuse	C.1 page 36	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	C.2-page 38	0.02	18	0.36
G (KN/m^2)					2.52
G×h (KN/m)					7.56



Figure II.7 *présentations de mur extérieurs (double cloison).*

II.4.1.2. Plancher corps creux :

a) Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.4 *Charges permanentes de plancher terrasse (Corps creux).*

N°	Composants	DTR B.C.2.2	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé 15/25	C.5 page 41	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	/	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	/	/	/	0.05
4	Forme de pente	/	0.14	22	3.08
5	Film polyane	/	/	/	0.01
6	Plaque de liège	Annexes B page 35	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	/	0.01	6	0.06
8	Planche corps creux	C.3 page 39	0.20+0.4	/	3.20
9	Enduit en plâtre	C.2 page 38	0.02	10	0.20
G (KN/m^2)					**7.88**

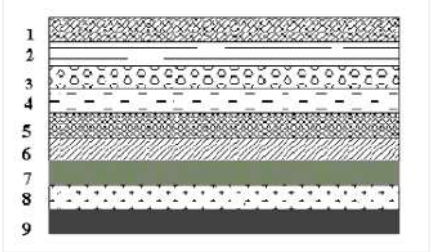


Figure II.8 *Composants d'un plancher terrasse.*

b) Plancher étage courant :

Tableau II.5 *Charges permanentes de plancher courant (Corps creux).*

N°	Composants	DTR B.C.2.2	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	C.4 page 40	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	C.4 page 40	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	VI. Annexe A page 33	0.03	18	0.54
4	Planché à corps creux	C.3 page 39	0.20+0.4	/	3.20
5	Enduit en plâtre	C.2 page 38	0.02	10	0.20
6	Mur simple cloison	/	0.10	/	1.62
G (KN/m^2)					**6.36**

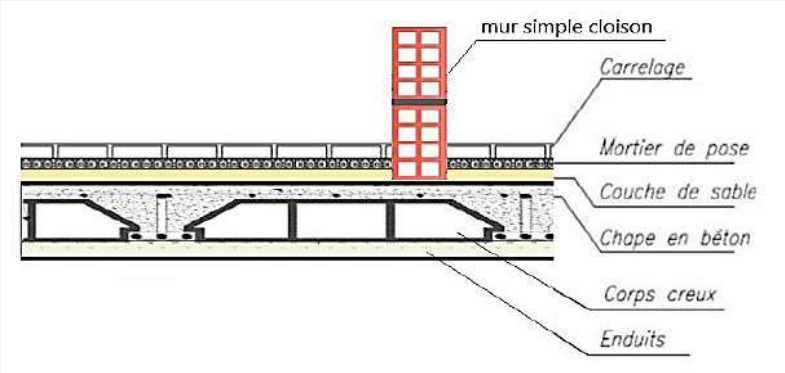


Figure II.9 *Composants d'un plancher courant.*

II.4.1.3. Plancher dalle pleine :

a) Plancher Terrasse inaccessible :

Tableau II.6 *Charges permanentes de plancher terrasse (dalle pleine).*

N°	Composants	DTR B.C.2.2	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé 15/25	C.5 page 41	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	/	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	/	/	/	0.05
4	Forme de pente	/	0.14	22	3.08
5	Film polyane	/	/	/	0.01
6	Plaque de liège	Annexes B page 35	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	/	0.01	6	0.06
8	Planche dalle plein	C.3 page 39	0.15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	C.2 page 38	0.02	10	0.20
G (KN/m^2)					**8.43**

b) Plancher étage courant :

Tableau II.7 *Charges permanentes de plancher courant (dalle pleine).*

N°	Composants	DTR B.C.2.2	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	C.4 page 40	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	C.4 page 40	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	Annexe A page 33	0.03	18	0.54
4	Planché dalle pleine	C.3 page 39	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	C.2 page 38	0.02	10	0.20
6	Mur simple cloison	/	0.15	/	2.02
G (KN/m^2)					**7.31**

II.4.2 Charges exploitation :

Tableau II.8 *Charge d'exploitation des différents étages.*

Usage	Q (KN/m^2)
Terrasse inaccessible	1
Habitation	1.5
Escalier	2.5
Balcons	3.5

II.5 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux en béton armé assurant la transmission des charges verticales et la reprise des efforts sismiques, les acheminant vers les fondations.

Le prédimensionnement des Poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme « flambement ».
- Conditions de RPA2024.

Le poteau que nous allons étudier est le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui recevra l'effort de compression maximal, déterminé à partir de la descente de charges.

II.5.1 Les dimensions des poteaux :

On fixe les dimensions des poteaux au préalable comme suit : nous avons commencé avec les sections minimales selon le RPA2024, mais celles-ci n'étant pas vérifiées, nous les avons augmentées jusqu'à leur validation avec l'effort normal admissible.

Tableau II.9 *Dimensions préliminaires des poteaux.*

Niveau	Dimensions (b×h) cm^2
Etages $7^{éme}$ + $6^{éme}$	30×30
Etages $5^{éme}$ + $4^{éme}$	35×35
Etages $3^{éme}$ + $2^{éme}$	40×40
Etages $1^{ére}$ + RDC + Sous-sol	45×45

II.5.2 Les Etapes de prédimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Détermination l'effort normal majoré à l'ELU pour chaque niveau.
- Calcul de la capacité portante (N_{adm}) du poteau.
- Vérification de l'effort normal ultime majoré.
- Vérification des dimensions des poteaux selon les exigences du RPA2024 « Art 7.4.1 page :107 ».

On doit respecter la formule suivante :

$N_u \leq N_{adm} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}\right]$ → Selon « Art B.8.4.1 CBA93 page 156 ».

- $\overline{N}$: Effort normal admissible à l'ELU.
- N_u : Effort normal à l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie Br = (a-2)×(b-2).

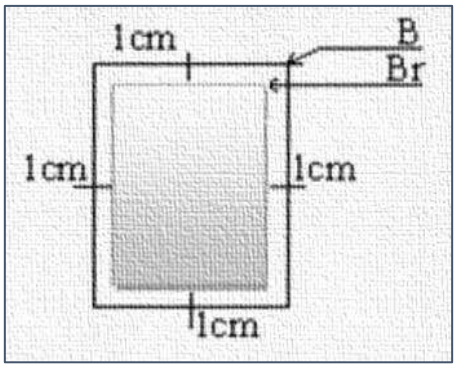


Figure II.10 *Section réduite du poteau*

- γ_b = 1.5; γ_s= 1.15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable) « Art B.8.4.1 CBA93 page 156 ».
- f_{c28} = 25 MPa ; f_e= 400 MPa.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

  $A_s = \frac{B}{1000}$ → $A_s = \frac{a \times b}{1000}$ → « Art B.6.4 CBA93 page 126 ».
- α **:** Coefficient de réducteur en fonction de l'élancement (λ) du poteau à calculer :

01) L'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : la longueur de flambement, calculer comme suit :

$L_f = 0.7 \times l_0$ Selon « Art B.8.3.3.1 CBA93 page :155 ».

Elle s'applique aux bâtiments à étages multiples contreventés lorsque les poteaux sont solidement ancrés et bien maintenus. Selon « Art B.8.3.1 CBA93 page :154 ».

- Encastré dans un massif de fondations → cela signifie que le poteau est solidement fixé à la fondation empêchant tous les déplacements ou rotation.
- Le bâtiment est contreventé par des voiles alors qui limitent les déplacements latéraux du poteau.
- l_0 : La longueur libre l_0 d'un poteau dans un bâtiment à plusieurs étages est la distance entre les faces supérieures de deux planchers successifs ou entre la fondation et le plancher supérieur.

02) Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} \rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (section rectangulaire).

Avec :

$\begin{cases} \text{I : Moment d'inertie : } I = \frac{a^4}{12} \rightarrow \text{Pour les poteaux rectangulaires (carré).} \\ \text{B : la section du poteau } B = a \times a \end{cases}$

Alors le Coefficient de réducteur égale :

- Si : $\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$.
- Si : $50 < \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$.

II.5.3 Choix du poteau le plus sollicité :

Pour ce faire, on a sélectionné un poteau qui nous semble susceptible d'être le plus Sollicité à savoir : **poteau « C-5 »**

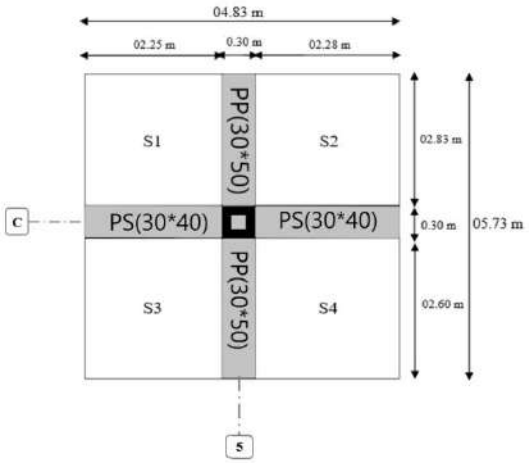


Figure II.11 *Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité.*

II.5.3.1 Calcul des surfaces autour de poteau :

1. La surface du plancher seulement :

$S_p = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

- $S_1 = 2.83 \times 2.25 = 4.5\ m^2$.
- $S_2 = 2.28 \times 2.83 = 3.9\ m^2$.
- $S_3 = 2.6 \times 2.25 = 3.8\ m^2$.
- $S_4 = 2.6 \times 2.28 = 3.8\ m^2$.

$S_p = 24.598\ m^2$

2. La surface complète du plancher :

- $S_t = (2.6 + 0.30 + 2.83) \times (2.25 + 0.30 + 2.28) = 27.676\ m^2$

$S_t = 27.676\ m^2$

II.5.4 Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation reprises par le poteau :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par le poteau le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.4.1 Détermination des Charges permanente :

- $G_{etage} = G_{plancher(t)} + G_{POUTRE\ (P+S)} + G_{poteau}$

Avec :

- $G_{plancher\ (t/c)}$ = poids surfacique de plancher × La surface de plancher.
- $G_{POUTRE\ (P/S)}$ = (b × h × L) × poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = (b × h × h_e) × poids volumique du béton armé.
- Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3.

AN :

$7^{éme}$ étage (terrasse) : Poteau (30 × 30) ; h_e = 3.40 m

$G_{plancher\ (terrasse)} = (7.88 \times 24.598) = 193.832$ KN

$G_{POUTRE(p)} = (0.30 \times 0.50 \times 5.43 \times 25) = 20.363$ KN

$G_{POUTRE(S)} = (0.30 \times 0.40 \times 4.53 \times 25) = 13.59$ KN

$G_{POUTRE\ (P+S)} = (20.363 + 13.59) = 33.953$ KN

$G_{Poteau} = (0.3 \times 0.3 \times 4.3 \times 25) = 7.6$KN

$G\ 7^{éme}$ étage = 193.832 + 33.953 + 7.65 = 235.435 KN

Le tableau ci-dessous présente une synthèse des descentes de charges permanentes à chaque étage, en détaillant la transmission des charges vers les éléments porteurs jusqu'aux fondations :

Tableau II.10 *charges permanents exercée sur chaque poteau à chaque étage.*

Etage	Section de poteau (b×h) cm^2	h_e (m)	S_p (m^2)	$G_{plancher}$ (KN/m^2)	G_{poteau} (KN/m^2)	G_{poutre} (KN/m^2)	G_{niveau} (KN/m^2)	$G_{cumulé}$ (KN/m^2)
7ème	**30×30**	3.40	24.598	193.832	7.65	33.953	235.435	235.435
6ème	**30×30**	3.40	24.598	156.443	7.65	33.953	198.046	433.481
5ème	**35×35**	3.40	24.598	156.443	10.413	33.953	200.809	634.290
4ème	**35×35**	3.40	24.598	156.443	10.413	33.953	200.809	835.099
3ème	**40×40**	3.40	24.598	156.443	13.60	33.953	203.996	1039.095
2ème	**40×40**	3.40	24.598	156.443	13.60	33.953	203.996	1243.091
1ére	**45×45**	3.40	24.598	156.443	17.231	33.953	207.609	1450.70
RDC	**45×45**	3.40	24.598	156.443	17.213	33.953	207.609	1658.309
Sous-sol	**45×45**	3.40	24.598	156.443	17.213	33.953	207.609	1865.918

Remarque : Pour le calcul des charges du plancher, on a utilisé la plus petite section de poteau (30 x 30 cm), ce qui donne la plus grande surface portée et correspond au cas le plus défavorable.

II.5.4.2 Détermination des charges d'exploitation :

Pour la détermination des charges d'exploitation, la loi de dégression est appliquée afin de considérer la réduction progressive des charges en fonction du cumul des niveaux supérieurs.

- Loi de dégression : ……. Selon « Art 6.3 BC.2.2 page 16 »

Soit Q_o la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3, … Q_n

Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3 … n ; numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse ……. Q_o
- Sous dernier étage (étage 1) ……... $Q_o + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur :

  (Étage 2) : $Q_o + 0{,}95\ (Q_1 + Q_2)$

  (Étage 3) : $Q_o + 0{,}90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

  (Étage 4) : $Q_o + 0{,}85\ (Q_1 + Q2 + Q3 + Q4)$

  ……

  (Étage n) : $Q_o + \frac{3+n}{2n}\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots. Q_n)$

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

  Avec n : nombre des étages.

Dans notre cas on a :

- $7^{ème}$ étage : Q_0
- $6^{ème}$ étage : $Q_0 + Q_1$
- $5^{ème}$ étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$
- $4^{ème}$ étage : $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- $3^{ème}$ étage : $Q_0 + \frac{3+5}{2\times5}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- $2^{ème}$ étage : $Q_0 + \frac{3+6}{2\times6}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- $1^{ére}$ étage : $Q_0 + \frac{3+7}{2\times7}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- RDC : $Q_0 + \frac{3+8}{2\times8}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- Entre sol : $Q_0 + \frac{3+9}{2\times9}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Tableau II.11 *charges d'exploitation exercée sur chaque poteau à chaque étage.*

Etage	$Q_{plancher}$ (KN/m²)	Surface totale (m²)	$Q = Q_p \times S$ (KN/m²)	n	$\frac{3+n}{2n}$	Q cumulé (KN/m²)
$7^{ème}$	1	27.676	27.676	0	/	27.676
$6^{ème}$	1.5	27.676	41.514	1	1	69.190
$5^{ème}$	1.5	27.676	41.514	2	0.95	106.553
$4^{ème}$	1.5	27.676	41.514	3	0.90	139.764
$3^{ème}$	1.5	27.676	41.514	4	0.85	168.824
$2^{ème}$	1.5	27.676	41.514	5	0.80	193.732
1^{er}	1.5	27.676	41.514	6	0.75	214.498
RDC	1.5	27.676	41.514	7	0.714	235.163
Sous-sol	1.5	27.676	41.514	8	0.688	256.169

II.5.5 Détermination l'effort normal à l'ELU pour chaque étage :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques chaque étage.

- Selon le DTR BC.2.2 « Art B 8.1.1 page :16 » ; dans notre cas :

Le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

- Donc : l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$N_{ultime} = 1{,}35G + 1{,}5Q \rightarrow N_{ultime} = N_{ultime} + 10\%\ N_{ultime}$

$$N_{ultime} = 1.1\ [1.35G + 1.5Q]$$

Tableau II.12 *Calcul de l'effort normal à l'ELU.*

Etage	G cumulé (KN/m²)	Q cumulé (KN/m²)	N_{ultime} (KN)	$1.1N_{ultime}$ (KN)
7ème	235.435	27.676	359.286	395.286
6ème	433.481	69.190	688.939	757.833
5ème	634.290	106.553	1016.121	1117.733
4ème	835.099	139.764	1337.030	1470.733
3ème	1039.095	168.824	1656.015	1821.616
2ème	1243.091	193.732	1968.771	2165.648
1er	1450.70	214.498	2280.178	2508.196
RDC	1658.309	235.163	2591.462	2850.608
Sous-sol	1865.918	256.169	2903.243	3193.567

II.5.6 Détermination l'effort normal admissible à l'ELU pour chaque niveau :

$$N_u \leq \overline{N_{adm}} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}\right]$$

Tableau II.13 *Calcul de l'effort normal admissible.*

Etage	Section de poteau (b×h) cm²	l_0 (m)	l_f (m)	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (m)	$\lambda = \frac{L_f}{i}$ (m²)	α	B_r (m²)	As (m²)	$\overline{N_{adm}}$ (KN)
7ème	30×30	3.40	2.38	0.087	27.356	0.757	0.0784	0.00009	1122.749
6ème	30×30	3.40	2.38	0.087	27.356	0.757	0.0784	0.00009	1122.749
5ème	35×35	3.40	2.38	0.101	23.564	0.779	0.1089	0.000123	1604.311
4ème	35×35	3.40	2.38	0.101	23.564	0.779	0.1089	0.000123	1604.311
3ème	40×40	3.40	2.38	0.115	20.696	0.794	0.1444	0.00016	2167.403
2ème	40×40	3.40	2.38	0.115	20.696	0.794	0.1444	0.00016	2167.403
1er	45×45	3.40	2.38	0.130	18.308	0.806	0.1849	0.000203	2816.714
RDC	45×45	3.40	2.38	0.130	18.308	0.806	0.1849	0.000203	2816.714
Sous-sol	45×45	3.40	2.38	0.130	18.308	0.806	0.1849	0.000203	2816.714

- Ce tableau montre comment les poteaux sont conçus progressivement en fonction des charges qu'ils supportent.
- Par conséquent, **λ** diminue en descendant dans le bâtiment, ce qui montre une meilleure résistance au flambement.
- L'augmentation des sections, la diminution de **λ** et l'évolution de N_{adm} montrent une optimisation de la structure pour garantir sa stabilité et sa résistance.

II.5.7 Vérification de l'effort normal ultime majoré par rapport à l'effort normale admissible :

Tableau II.14 *Vérification de l'effort normal ultime majoré*

Etage	$1.1N_{ultime}$ (KN)	N_{adm} (KN)	$1.1N_{ultime} \leq N_{adm}$
7ème	395.286	1122.749	Condition vérifiée
6ème	757.833	1122.749	Condition vérifiée
5ème	1117.733	1604.311	Condition vérifiée
4ème	1470.733	1604.311	Condition vérifiée
3ème	1821.616	2167.403	Condition vérifiée
2ème	2165.648	2167.403	Condition vérifiée
1er	2508.196	2816.714	Condition vérifiée
RDC	2850.608	2816.714	Condition non vérifiée
Sous-sol	3193.567	2816.714	Condition non vérifiée

Conclusion :

La section des poteaux du RDC et du sous-sol n'est pas suffisante ; elle sera donc augmentée.

- **Détermination des Charges permanente :**

Tableau II.15 *charges permanents exercée sur les poteaux du RDC et* du sous-sol

Etage	Section de poteau (b×h) cm^2	h_e (m)	S_p (m^2)	$G_{plancher}$ (KN/m^2)	G_{poteau} (KN/m^2)	G_{poutre} (KN/m^2)	G_{niveau} (KN/m^2)	$G_{cumulé}$ (KN/m^2)
1ére	45×45	3.40	24.598	156.443	17.231	33.953	207.609	**1450.70**
RDC	50×50	3.40	24.598	156.443	21.25	33.953	211.646	**1662.346**
Sous-sol	50×50	3.40	24.598	156.443	21.25	33.953	211.646	**1873.992**

- **Détermination des charges d'exploitation :**

Les charges d'exploitation ne changent pas, elles restent les mêmes.

Tableau II.16 *charges d'exploitation exercée sur les poteaux du RDC et* du sous-sol

Etage	$Q_{plancher}$ (KN/m²)	Surface totale (m²)	$Q= Q_p \times S$ (KN/m²)	n	$\frac{3+n}{2n}$	Q cumulé (KN/m²)
1er	1.5	27.676	41.514	6	0.75	**214.498**
RDC	1.5	27.676	41.514	7	0.714	**235.163**
Sous-sol	1.5	27.676	41.514	8	0.688	**256.169**

- **Détermination l'effort normal à l'ELU pour le niveau RDC et sous-sol:**

Tableau II.17 *Calcul de l'effort normal à l'ELU sur les poteaux du RDC et* du sous-sol.

Etage	G cumulé (KN/m²)	Q cumulé (KN/m²)	N_{ultime} (KN)	$1.1N_{ultime}$ (KN)
1er	1450.70	214.498	2280.178	**2508.196**
RDC	1662.346	235.163	2596.912	**2856.603**
Sous-sol	1873.992	256.169	2914.143	**3205.557**

- **Détermination l'effort normal admissible à l'ELU pour le niveau RDC et sous-sol:**

Tableau II.18 *Calcul de l'effort normal admissible pour les poteaux du RDC et* du sous-sol

Etage	Section de poteau (b×h) cm²	l_0 (m)	l_f (m)	$i=\frac{b}{\sqrt{12}}$ (m)	$\lambda=\frac{L_f}{i}$ (m²)	α	B_r (m²)	A_S (m²)	N_{adm} (KN)
RDC	50×50	3.40	2.38	0.144	16.528	0.814	0.2304	0.00025	**3543.849**
Sous-sol	50×50	3.40	2.38	0.144	16.528	0.814	0.2304	0.00025	**3543.849**

- Vérification de l'effort normal ultime majoré par rapport à l'effort normale admissible pour les poteaux du RDC et du sous-sol:

Tableau II.19 : *Vérifications du* $1{,}1N_{ultime}$ *et* N_u.

Etage	$1.1N_{ultime}$ (KN)	N_{adm} (KN)	$1.1N_{ultime} \leq N_{adm}$ (KN)
RDC	2856.603	3543.849	Condition vérifiée
Sous-sol	3205.56	3543.849	Condition vérifiée

II.5.7 Vérification des dimensions des poteaux selon les exigences du RPA2024 :

II.5.7.1 Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux :

Selon l'article 7.4.a de la RPA 2024, qui est référencé à la page 107, concernant la zone (VI) dans notre projet on a :

Tableau II.20 *Vérification* de la section transversale

• Min (b_c, h_c) ≥ 30 cm Min (30, 30) = 30 cm ≥ 30 cm
• Min (b_c, h_c) ≥ $\frac{l_{cl}}{20}$ Min (30, 30) = 30 cm ≥ $\frac{300}{20}$ = 15 cm
• Le rapport $\frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4$ $\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$
Toutes les conditions du RPA 2024 sont bien vérifies et satisfaites.

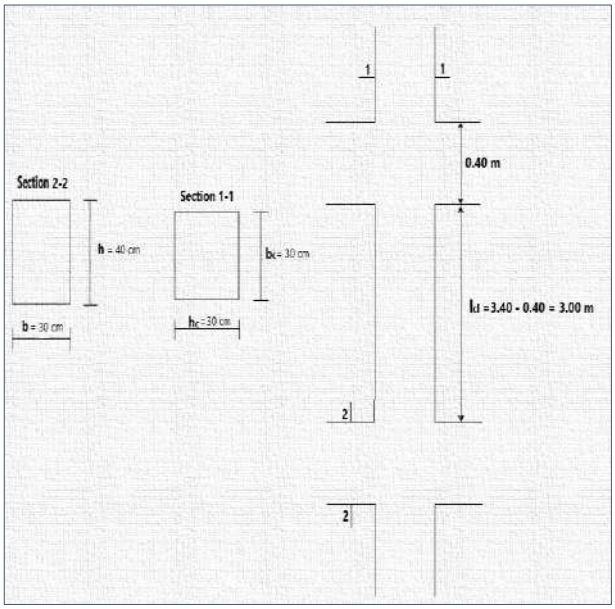


Figure II.12 *Coffrage des poteaux.*

II.5.7.2 Vérification des dimensions à respecter pour les poutres :

Selon l'article 7.5.a de la RPA 2024, mentionné à la page 113 on a :

Le poteau (50 × 50), situé au niveau du RDC et du sous-sol est celui qui génère la situation la plus défavorable dans notre projet.

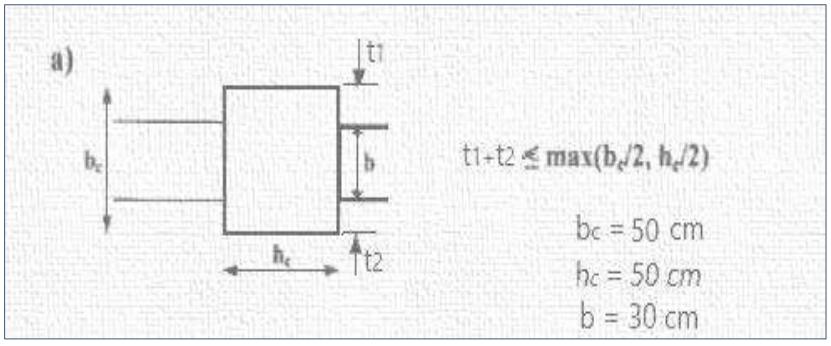


Figure II.13 *Dimension a respecter pour les poutres.*

- On a la condition : $t_1 + t_2 \leq$ Max ($\frac{b_c}{2}$; $\frac{h_c}{2}$)
- $t_1 = t_2 = \frac{b_c - b}{2} = \frac{50 - 30}{2} = 10$ cm
- Donc : 10 + 10 = 20 cm ≤ Max ($\frac{50}{2}$; $\frac{50}{2}$) = 25 cm

  La condition est vérifiée.

II.6 Prédimensionnement des voiles :

Le dimensionnement préliminaire des voiles sera réalisé selon les normes RPA2024. « Art 7.7.1 page :117 ».

Tableau II.21 *Prédimensionnement des voiles*

- La hauteur libre de l'étage : « he »

$h_e = h_{niveau} - h_{poutre.s} = 3.40 - 0.40$

$h_e = 3.00$ m

- L'épaisseur du voile : « b_w »

$b_w \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{20}\ ; 15\text{ cm}\right)$

$b_w \geq \text{Max}\left(\frac{300}{20} = 15\text{ cm}; 15\text{ cm}\right)$

$b_w \geq 15$ cm

- La longueur du voile : « L_w »

$L_w \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{3}\ ; 4b_w; 1\text{ m}\right)$

$L_w \geq \text{Max}\left(\frac{3}{3} = 1\text{ m}; 4(0.15) = 0.60\text{ m}; 1\text{ m}\right)$

$L_w \geq 1$ m

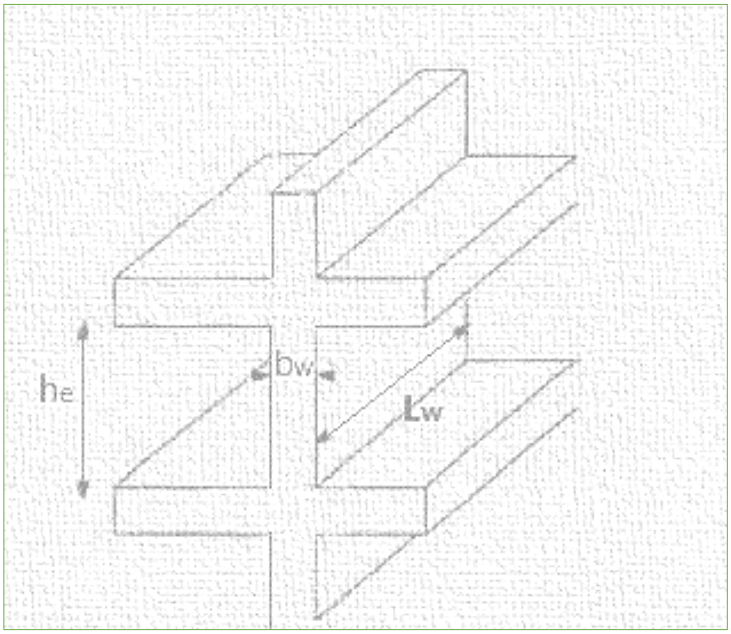


Figure II.14 *Coupe de voile en élévation.*

Remarque. _ Les dimensions obtenues, à savoir l'épaisseur du voile et la longueur, sont valables pour tous les types de voiles.

II.7 Conclusion :

Ce chapitre a pour but de déterminer les dimensions préliminaires des éléments structurels en respectant les exigences de conception et les normes en vigueur, en assurant un équilibre entre rigidité et économie. Ces dimensions prennent en considération la résistance aux charges et assurent la stabilité et la sécurité de la structure.

- Poutre principale : (50 × 30) cm
- Poutre principale : (40 × 30) cm
- Les planchers à corps creux sont de 20+4
- Les dalles pleines sont de 15 cm
- Les voiles sont de ≥ 15 cm

Les poteaux :

Tableau II.22 *Dimensions préliminaires des poteaux.*

Niveau d'étage	$7^{éme}$; $6^{éme}$	$5^{éme}$; $4^{éme}$	$3^{éme}$; $2^{éme}$	$1^{ére}$	RDC ; Sous-sol
Dimension (b×h)	30×30	35×35	40×40	45×45	50×50

CHAPITRE III
Calcul des éléments secondaires



Escaliers



Poutrelle préfabriquée



Acrotères



Dalle pleine

III Introduction :

Les éléments secondaires d'un bâtiment sont des composants non structuraux qui ne contribuent pas directement à la résistance aux charges principales, mais jouent un rôle important dans la performance globale de l'ouvrage. Étant donné leur impact limité sur la stabilité de la structure, leur étude est généralement menée indépendamment de l'analyse sismique, tout en prenant en compte les charges permanentes, d'exploitation et les conditions environnementales.

III.1 L'acrotère :

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante.

Les forces « G, Q » créent un moment de renversement M_{renv} dans la section d'encastrement.

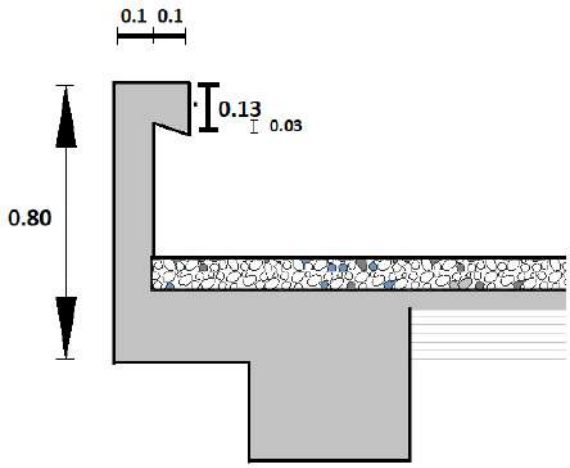


Figure III.1 *L'acrotère*

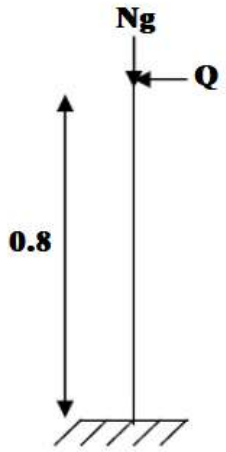


Figure III.2 *Schéma statique de l'acrotère*

Les calculs se feront pour une bande de 1 m de largeur et de 10 cm d'épaisseur, et 80 cm de hauteur. Et le ferraillage sera détermine en flexion composée.

- La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.
- Surcharge d'exploitation **:** Q=1,00 KN/m

III.1.1 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Poids propre de l'acrotère :
  G=25 x [(0,8 x0,1) +(0,1x0,1) +(0,1x0,03) /2] = 2.29 KN/m
- Effort normal dus au poids propre G : N = G x 1.00 ml = 2.29 KN
- Effort tranchant : T = Q x 1.00 ml = 1.00 KN

- Moment fléchissent max dû à la surcharge Q : M= Q x h x 1.00 ml = 0,80 KN.m

Tableau III.1 *Les efforts à l'ELU et l'ELS.*

L'ELU
L'effort normal : NU = 1.35×G = 1.35 × 2.29 = 3.092 KN
Moment d'encastrement : MU = 1.5×Q×h = 1.5×1×0.8 = 1.2 KN.m
L'effort tranchant : TU = 1.5×Q = 1,5.1 = 1.5 KN
L'E.L.S
L'effort normal : N_{ser} = G = 2.29 KN
Moment d'encastrement : M_{ser} = Q×h = 1×0.8 = 0.8 KN.m

III.1.2 Calcul de ferraillage à L'ELU :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable**.**

Tableau III.2 *Paramètre de calcul.*

b=100cm	h=10cm	c_1=c_2 2.5cm	f_{c28}=25MPa	Fe=400MPa	d
σ_b=14.17 MPa	σ_s = 348MPa	μ_l = 0.392	L_0=h=0.1m	L_f= 2×L_0 = 1.60m	7.5 cm

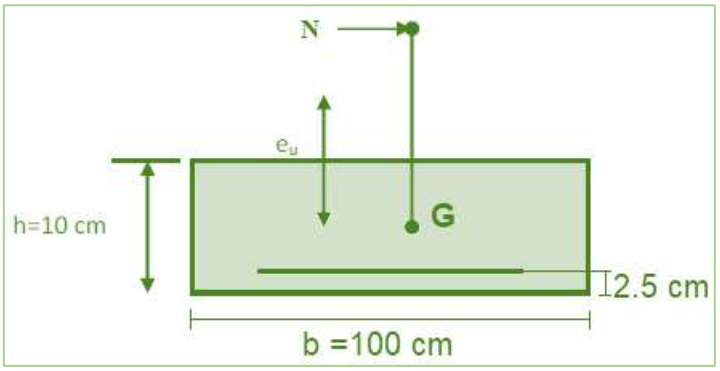


Figure III.3 *Section de Béton Armé à ELU.*

a) Calcul de l'excentricité :

À l'attention de : $Gc = e0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.2\times10^2}{3.092} = 38.80\ cm$

On a : e0 = 38.80 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\ cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

La section est partiellement comprimée, c'est ce qu'on en conclut.

b) Calcul du moment de flexion :

$e = e_0 + \frac{h}{2} - c = 0.388 + 0.025 = 0.413\ m \Rightarrow$ **e = 41.3 cm**

e : distance entre le point d'application de N et le centre des armatures.

$M_1 = (Nu \times e) = (3.092 \times 0.413) = 1.28\ KN.m$

c) Résultats finaux :

Tableau III.3 *Ferraillage de l'acrotère.*

$\mathbf{M_u}$ (KN.m)	$\mathbf{N_u}$ (KN)	e (cm)	Section	$\boldsymbol{\mu}$	A_1 (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisis (cm^2)	$\mathbf{A_{rep}}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisis}$ (cm^2)
1.28	3.092	41.30	SPC	0.018	0.53	1.00	4HA10 = 3.14	0.785	4HA6 = 1.13

d) Espacement :

Pour les armatures verticaux « principale » :

$$S_t = 30\ cm \leq S_{min} = \min[3h = 30\ cm;\ 33\ cm] = 30\ cm.$$

Pour les armatures horizontaux « répartition » :

$$S_{rép} = 25\ cm \leq S_{min} = \min[4h = 40\ cm;\ 40\ cm] = 40\ cm.$$

III.1.3 Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\begin{cases}\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}\end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

$\overline{\sigma_b} = 0,6\ f_{c28} = 15$ MPa

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66\text{MPa}\ ,\ 110\sqrt{\eta.f_{tj}} = 201.63\text{MPa}\right] = 201.63\text{MPa}$

Tableau III.4 *Vérification à l'ELS*

$\mathbf{M_s}$ (KN.m)	$\mathbf{N_s}$ (KN)	e_0 (cm)	Section	A (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
0.80	2.29	34.93	SPC	3.14	2.306	1.155	35.18	Vérifiée	Vérifiée

Donc : On adoptera les sections calculées à ELU

III.1.4 Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$T = T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 1.5 - \frac{1.2}{0.9 \times 0.075} = -16.28 < 0.$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

III.1.5 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que **:**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{1.5\times10^3}{1000\times75} = 0.02\ MPa$$

$\overline{\tau_u}$ = min [0, $15\frac{fc_{28}}{\gamma b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable).

D'où alors : τ_u = 0.02 MPa ≤ $\overline{\tau_u}$ = 2.5MPa …… La condition est Vérifié.

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme :

Les forces horizontales de calcul F_{pk} agissant sur les éléments non-structuraux du niveau k sont calculé Suivant :« Art 6.2.3 RPA 2024 page 96 »

$$F_{pk} = (A \times I \times S) \times C_p \times \left(1 + \frac{3 \times h_z}{H}\right) \times W_p$$ …… « Art 6.2.3 RPA 2024 page 96 »

- A : Coefficient d'accélération de zone « Tab 3.3 » page 51
- I : Coefficient d'importance « Tab 3.11 » page 61
- S : coefficient de site « Tab 3.3 et 3.4 » page53
- C_p : facteur de force horizontale varie entre (0.4 et 0.8) « Tab 6.1 » page 97
- W_p : poids de l'élément considéré
- H : hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- h_z : hauteur du niveau (k) à partir de la base

Tableau III.5 *Les données de calcul* F_{pk}

A	I	C_p	S	W_p	H	h_z
0.3	1	0.8	1.2	2.29 KN	28.00 m	3.40 m

AN :

$$F_{pk} = (0.3 \times 1 \times 1.2) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 3.40}{28}\right) \times 2.29 = \mathbf{0.90\ KN} \leq 1.5 \times Q = \mathbf{1.5\ KN}$$

- Donc : L'acrotère résiste à la force sismique.

III.2 Calcul des planchers :

Ce type de plancher, largement utilisé dans la construction des bâtiments, se compose des éléments suivants :

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé **:** disposées parallèlement avec un espacement de 72 cm.
- ✓ Entrevous en béton **:** éléments creux de forme adaptée aux poutrelles « 20 cm ;56 cm ;20 cm ».
- ✓ Dalle de compression en béton **:** d'une épaisseur de 4 cm, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous, servant à la fois de renfort structurel et de coffrage.

Le calcul de ce type de plancher est réalisé exclusivement sous l'effet des charges verticales. Pour les planchers à corps creux, l'analyse porte principalement sur deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1 La dalle de compression :

Selon l'article B 6.8.4.2.3 de CBA 93, un ferraillage en quadrillage est mis en place pour garantir une bonne répartition des charges verticales sur les poutrelles, réduire le risque de fissuration et renforcer la résistance aux efforts appliqués sur la dalle.



Figure III.4 *planchers à corps creux.*

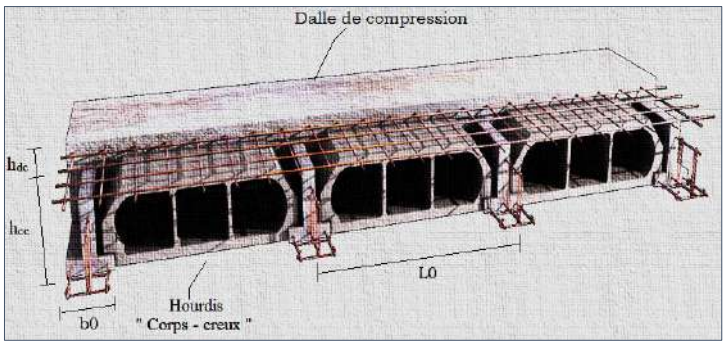


Figure III.5 *Coupe transversale d'un plancher à corps creux.*

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivante :

- $A_t \geq 0.02\ L_0 \frac{200}{f_e} = \frac{4\ L_0}{f_e}$ → Si : 50 cm ≤ L_0 ≤ 80 cm.
- $At \geq \frac{200}{fe}$ → Si : $L_0 \leq 50$ cm.

Avec :

L : Espacement entre axes des nervures (72cm dans notre ouvrage).

*f*e : Nuance de l'acier FeE520 (*f*e=520),

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de « 20cm x 20cm ».

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

On a: L =72 cm → $A_t \geq = \frac{4\times72}{520} = 0.554$ cm²/ml.

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par la relation suivant :

$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0.28$ cm²/ml

On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

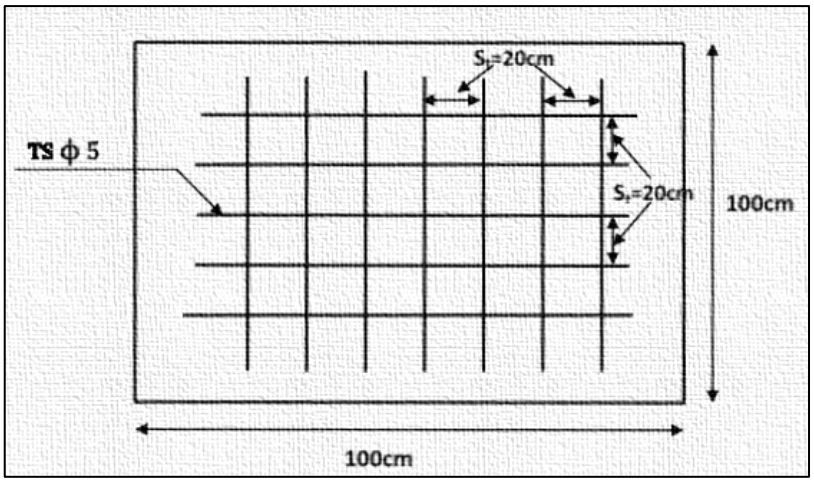


Figure III.6 *Disposition des armatures de la table de compression.*

- Conclusion :

Le treillis soudé TLE520 est le choix idéal pour assurer une bonne répartition des charges et éviter la fissuration du plancher à corps creux. Grâce à son espacement de 20 cm x 20 cm, il est possible d'effectuer une mise en œuvre efficace et d'obtenir une résistance accrue.

III.2.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont soumises aux charges « G, Q », la surface revenant à chaque poutrelle est S = (30+12+30) × L, on dispose les poutrelles dans les sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.2.2.1 Calcul des étaiements :

Dans cette partie et du moment que le béton n'est pas encore coulé, il n'y aura pas de calcul de résistance ni de ferraillage.

Le calcul portera uniquement à l'Etat limite de service de déformation afin de pouvoir déterminer le nombre des étais qui doivent supporter la poutrelle, avant et après le coulage.

III.2.2.1.1 Calcul avant coulage :

Avant le coulage, nous prendrons une section de la poutrelle (12 × 4) cm^2.

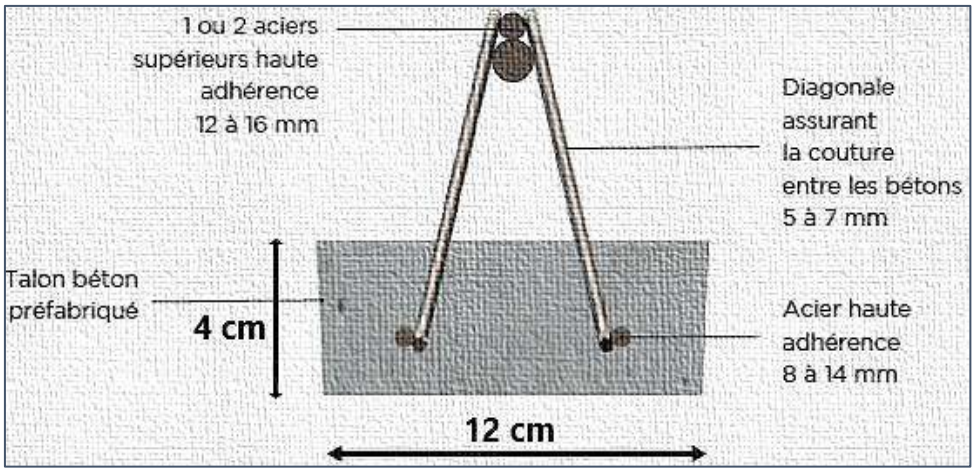


Figure III.7 *coupes de poutrelle préfabriquée avant coulage.*

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique « simplement appuyée à ses deux extrémités » ayant les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN ou (0.5 × L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier.

a) Evaluation des charges et surcharges :

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de (12 × 4) cm².

Tableau III.6 *Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.*

Charges permanentes		G (KN/ml)
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0.12KN/ml.		0.72
Poids du corps creux : 0,6 x 1 = 0,6 KN/ml.		
Surcharges d'exploitations		Q (KN)
Poids de l'ouvrier et les matériaux : Q = Max [1KN et 0.5 L]	L (m)	L × 0.5 (KN)
	4.85	2.425
	2.425	1.213
	1.61	1
	1.213	1
	0.97	1

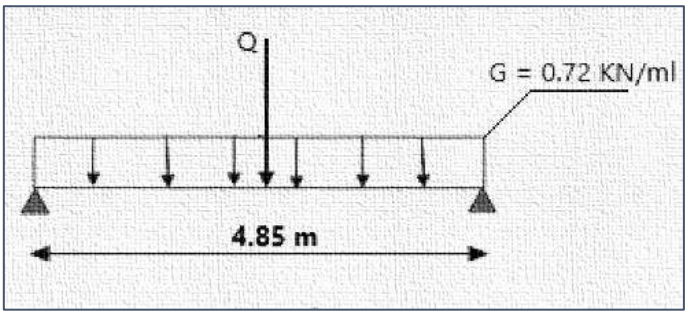


Figure III.8 *schéma statique de la grande travée avant coulage.*

b) Calcul du d'étais :

Le nombre des étaies sera déterminé en fonction du calcul de la flèche

- Flèche due aux charges permanentes (charge uniformément répartie) :

$$f_G = \frac{5P_G \times L^4}{384 \times E \times I}$$

- Flèche due aux charges d'exploitation (charge concentrée) :

$$f_Q = \frac{P_Q \times L^3}{48 \times E \times I}$$

Flèche totale due aux charges permanentes et d'exploitation :

$$f_T = f_G + f_Q$$

- Fleche admissible: « Art B.6.5.3 CBA93 page:127 ».

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

Si : la portée L est au plus égale à 5 m : « L ≤ 5 m » → $f_{adm} = \frac{L}{500}$.

Si : la portée L est supérieure à 5 m : « L > 5 m » → $f_{adm} = 0{,}5 \text{ cm} + \frac{L}{500}$.

Avec :

Moment d'inertie : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{120 \times 40^3}{12} = 64000\ mm^4$

E : Module d'élasticité différées (E_{vj}) car : « G et Q des charges différées »

$E_{v28} = 10818.866\ MPa$

- $f_{adm} = \frac{L\ (mm)}{500} = \frac{4850}{500} \quad \rightarrow \quad f_{adm} = 9.7$ mm

Tableau III .7 *Calcul des étaiements avant coulage.*

N°	G (KN/ml)	Q (KN)	L (mm)	f_G (mm)	f_Q (mm)	f_T (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification $f \leq f_{adm}$
0	0.72	2.425	4850	749.154	0.832	749.986	9.7	C.N.V
1	0.72	1.213	2425	46.822	0.052	46.874	4.85	C.N.V
2	0.72	1	1617	9.256	0.013	9.269	3.234	C.N.V
3	0.72	1	1213	2.931	0.005	2.937	2.426	C.N.V
4	**0.72**	**1**	**970**	**1.199**	**0.003**	**1.202**	**1.940**	**C.V**

✓ On doit prévoir **4 étais** de **0.970 m** de distance.

III.2.2.1.2 Calcul après coulage :

Après le coulage, nous prendrons une section de la poutrelle (12 × 24) cm2.

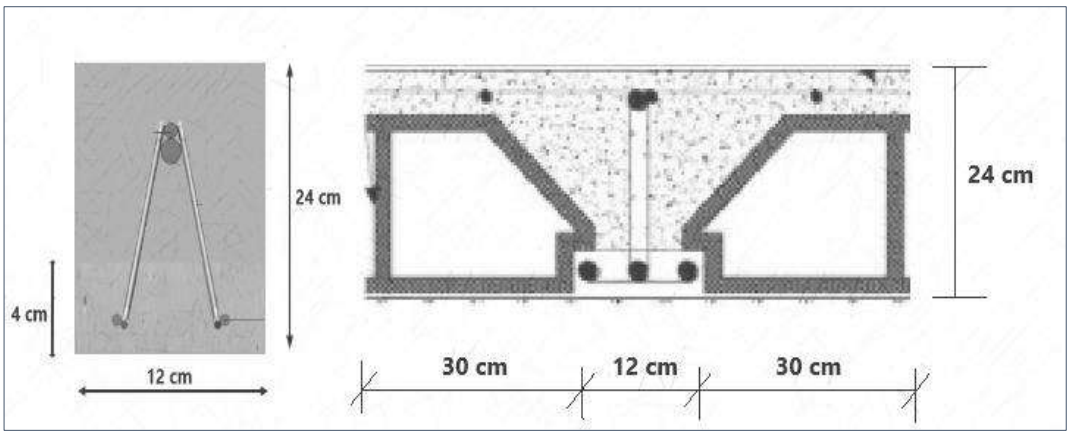


Figure III.9 *coupes de poutrelle préfabriquée après coulage.*

On suppose que la poutrelle après coulage est une poutre isostatique (simplement appuyée à ses deux extrémités) ayant les charges suivantes :

- Poids propre de plancher (20+4) :
  G = 3.2 KN/m^2.
- Poids d'exploitation de plancher étage accessible qui représente le poids de l'ouvrier et le matériau :
  Q = 1.5 KN/m^2
-

a) Evaluation des charges et surcharges pour la détermination des étais :

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de (12×24 cm²)

Tableau III.8 *Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.*

Charges permanentes	**G** (KN/ml)
Poids de plancher : $G = L \times G_{plancher}$ $G = (0.3 + 0.12 + .03) \times 3.2 = 2.304$	2.304
Surcharges d'exploitations	**Q** (KN/ml)
Poids de l'ouvrier et les matériaux : $Q = L \times Q_{plancher} = (0.3 + 0.12 + 0.3) \times 1.5 = 1.08$	1.08

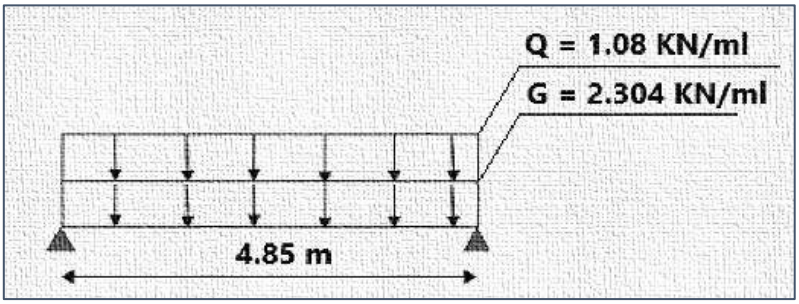


Figure III.10 *schéma statique de la grande travée après coulage.*

b) Calcul du d'étais :

Nous utiliserons la formule de la flèche pour les appuis simples des deux côtes, car c'est le cas plus défavorable, générant une flèche plus grande que dans le cas d'un appui :

(Encastré – encastré) ou (Encastre – simple).

Ces formules ont été mentionnées dans l'étape avant coulage.

- Moment d'inertie: $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{120 \times 240^3}{12} = 1.3824 \times 10^8$ mm^4.
- Les charges permanentes et d'exploitation sont uniformément réparties, c'est pourquoi nous utiliserons cette seule formule pour calcul la flèche :
- $f_Q = f_G = \frac{5P_G \times L^4}{384 \times E \times I}$.

Tableau III.9 *Calcul des étaiements après coulage.*

N°	G (KN/ml)	Q (KN)	L (mm)	f_G (mm)	f_Q (mm)	f_T (mm)	f_{adm} (mm)	Vérification $f \leq f_{adm}$
0	2.304	1.08	4850	11.099	5.202	16.301	9.7	C.N.V
1	2.304	1.08	2425	0.694	0.325	1.019	4.85	C. V

➢ On doit prévoir 1 étaiement de 2.425 m de distance de l'appui.

Conclusion :

- Après calcul, le nombre des étais le plus élevé était **avant coulage.**
- Nous prendrons donc quatre **(04) étais** de cette étape (avant coulage).

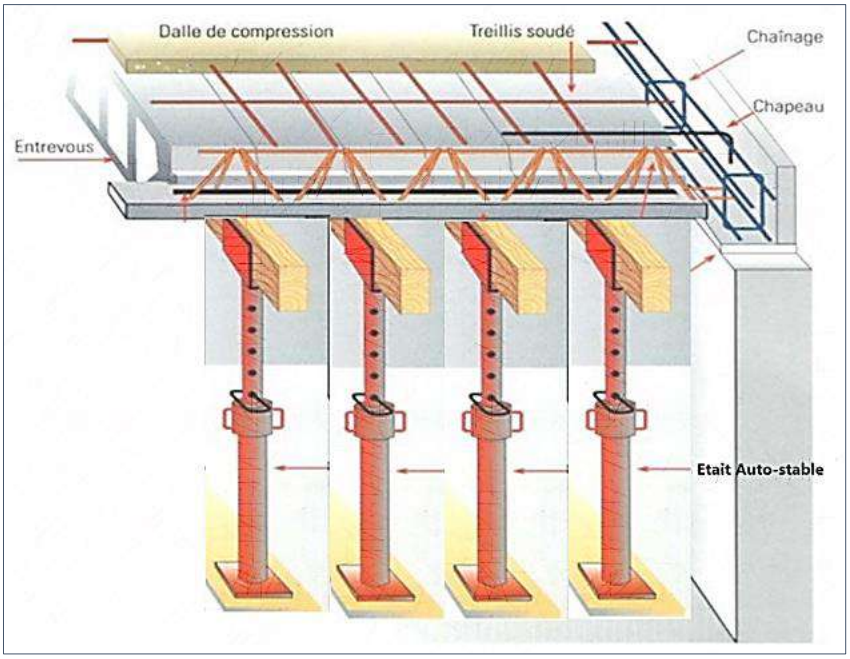
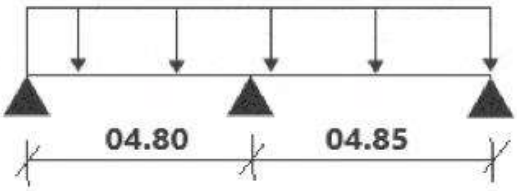
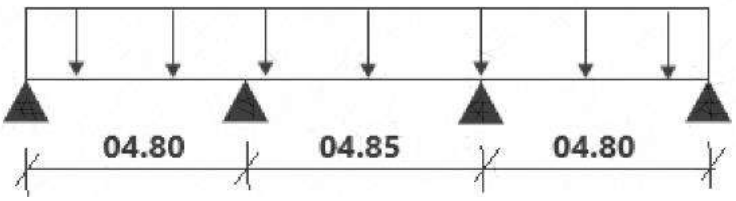
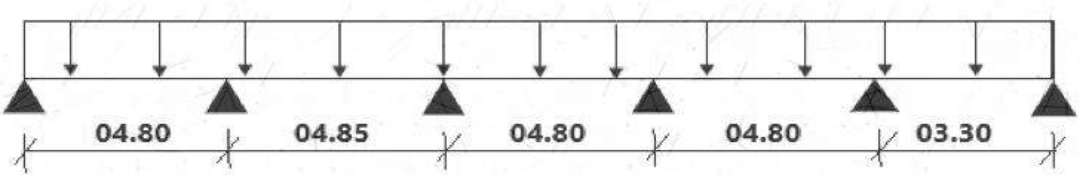


Figure III.11 *Dispositif d'étaiement pour la stabilité avant et après coulage.*

III.2.2.2 Détermination des Sollicitations :

Dans notre cas nous avons trois types de travées à étudier :

Tableau III .5. *Types de poutrelles dans notre projet.*

Type	Schéma statique des poutrelles
Type 01 Etage Courant	
Type 02 Terrasse	
Type 03 Etage Courant	

Remarque : Les dimensions indiquées sont mesurées entre axes

III.2.2.2.1 Méthode de calcul :

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Remarque :

Les longueurs de travée sont mesurées à nu d'appui et utilisées dans les calculs présentés ci-après.

a) Méthode de forfaitaire :

- **Les conditions de la méthode forfaitaire sont :**

a) La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes G ou bien 5 KN/m^2.

   a. $Q \leq \text{Max}\ [2 \times G \text{ et } 5\ KN/m^2]$.

b) Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

   a. $\leq \frac{Li}{L_{i+1}} \leq 1.25$ → Dans les différentes travées en continuité.

c) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes.

d) La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

Moment sur la travée :

Le rapport : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Pour travée de rive : $M_t = [\frac{1.2+0.3\alpha}{2}] \times M_0$

Pour travée intermédiaire : $M_t = [\frac{1+0.3\alpha}{2}]\ M_0$

Pour une poutre à une seule travée : $Mt = 0.85M_0$

Condition : $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq \text{Max}\ [1.05\ M_0 \text{ et } (1+0.3\ \alpha)\ M_0]$

Moment d'appui :

L'appuis de rive : $Ma = -\ (0{,}2 \text{ à } 0.3) \times M_0$

Pour une poutre à deux travées : $Ma = -\ 0{,}6M_0$

Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travées : $Ma = -\ 0{,}5M_0$

Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées : $Ma = -\ 0{,}4M_0$

Pour une poutre à une seule travée : $Ma = -\ 0{,}5M_0$

Avec :

M_0 : Moment isostatique. $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ à « ELU » ; $M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ à « ELS ».

$M_w = M_a$: Moment max sur l'appui gauche.

$M_e = M_a$: Moment max sur l'appui droit.

M_t : Moment en travée.

Les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$$

$$T_e = -\frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.2.2.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

$P_{ELU} = 1.35\ G + 1.5\ Q.$

$P_{Ser} = G + Q.$

Tableau III.10 *Evaluation des charges et surcharges.*

	L (m)	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	g (KN/ml)	q (KN/ml)	P_{ELU} (KN/m)	P_{Ser} (KN/m)
Terrasse inaccessible	0.72	7.88	1	5.674	0.72	8.74	6.394
Courant d'habitation	0.72	6.36	1.5	4.579	1.08	7.802	5.659

III.2.2.2.3 Calcul des moments :

Type 01 : Poutrelle à deux travées.

- Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

$Q = 1KN/m^2 \leq$ Max [2 G= 2 x 7.88 = 15.76 KN/m^2 et 5 KN/m^2] = 15.76 KN/m^2……CV

L'inertie est constante pour toutes les travées …...……...…… CV

La fissuration est peu nuisible ……..... CV

$0.8 < \frac{4.5}{4.55} = 0.99 < 1.25$ …… CV

Donc : la méthode forfaitaire est applicable.

1. **À L'ELU :**

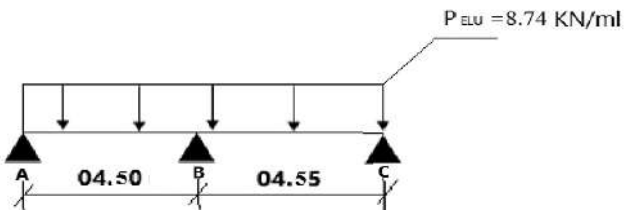


Figure III.12 *schéma statique d'une poutrelle à deux travées (ELU).*

Les résultats des calculs, obtenus à l'aide de la méthode forfaitaire, sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travée (ELU)*

Travées	P_u (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	8.74	4.50	22.12	4.42	13.27	14.38	17.70	-21.63
B-C	8.74	4.55	22.62	13.57	4.52	14.70	21.87	-17.89

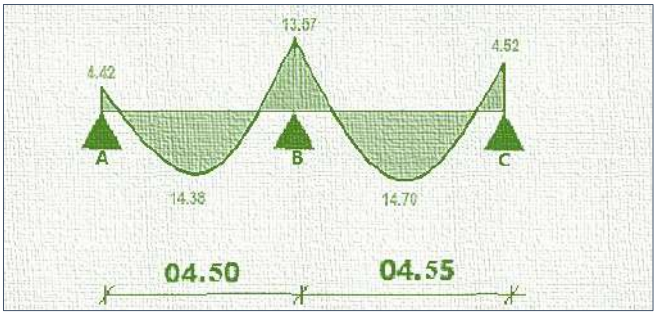


Figure III.13 *Diagrammes des moments à l'ELU.*

2. À L'ELS :

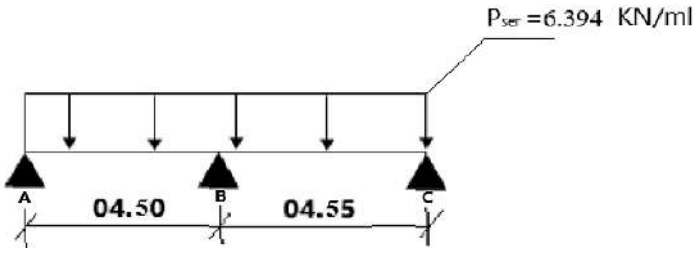


Figure III.14 *schéma statique d'une poutrelle à deux travées (ELS).*

Tableau III.12 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à 02 travée (ELS).*

Travées	P_S (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	6.394	4.5	16.185	3.24	9.71	10.52
B-C	6.394	4.55	16.546	9.93	3.31	10.76

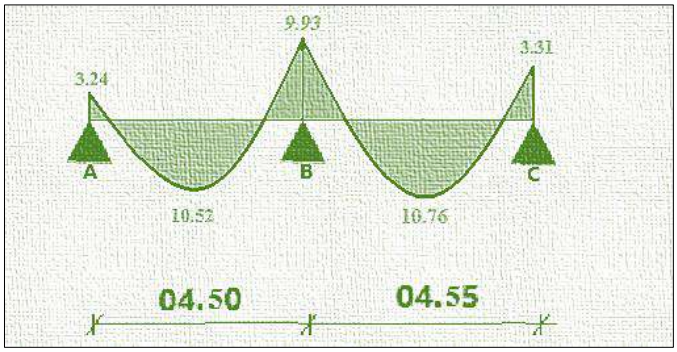


Figure III.15 *Diagrammes des moments à l'ELS*

Type 02 : Poutrelle à trois travées.

- Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

Q = 1KN/m² ≤ Max [2 G= 2 x 7.88 = 15.76 KN/m² et 5 KN/m²] = 15.76 KN/m²……..…. CV

L'inertie est constante pour toutes les travées …..……...……...…. CV

La fissuration est peu nuisible ……. CV

$0.8 < \frac{4.5}{4.55} = 0.99 < 1.25$ …… CV

$0.8 < \frac{4.55}{4.5} = 1.011 < 1.25$ …… CV

Donc : la méthode forfaitaire est applicable

1. À L'ELU :

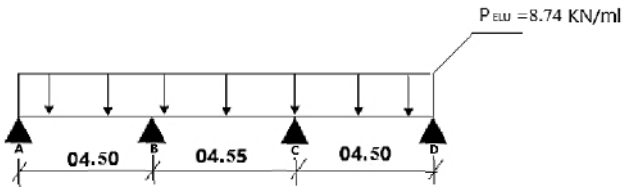


Figure III.16 *schéma statique d'une poutrelle à trois travées (ELU).*

Tableau III.13 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travée (ELU).*

Travées	Pu (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	Te (KN)
A-B	8.74	**4.50**	22.12	**4.42**	**11.06**	**15.49**	18.19	-21.14
B-C	8.74	**4.55**	22.62	**11.31**	**11.31**	**12.44**	19.88	-19.88
C-D	8.74	**4.5**	22.12	**11.06**	**4.42**	**15.49**	21.14	-18.19

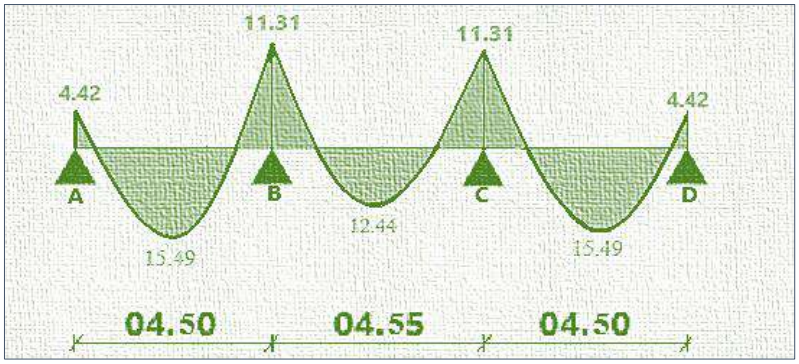


Figure III.17 *Diagrammes des moments à l'ELU.*

2. À L'ELS :

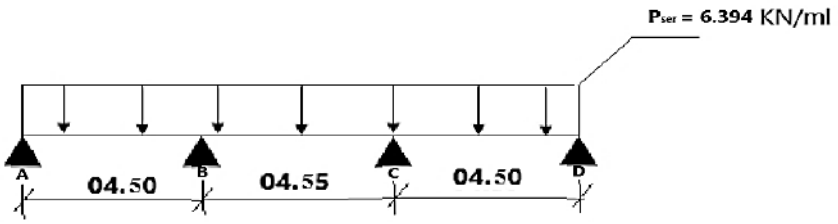


Figure III.18 *schéma statique d'une poutrelle à trois travées (ELS).*

Tableau III.14 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travée (ELS).*

Travées	Pu (KN)	L (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	8.74	**4.5**	16.185	**3.24**	**8.09**	**11.33**
B-C	8.74	**4.55**	16.546	**8.27**	**8.27**	**9.10**
C-D	8.74	**4.5**	16.185	**8.09**	**3.24**	**11.33**

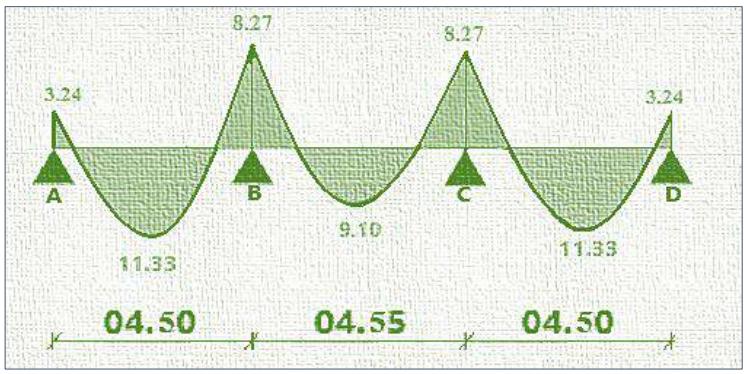


Figure III.19 *Diagrammes des moments à l'ELS.*

Type 03 : Poutrelle à cinq travées.

- Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

Q = 1KN/m^2 ≤ Max [2 G= 2 x 7.88 = 15.76 KN/m^2 et 5 KN/m^2] = 15.76 KN/m^2……..…. CV

L'inertie est constante pour toutes les travées …..……...……. CV

La fissuration est peu nuisible ……. CV

$0.8 < \frac{4.5}{4.55} = 0.99 < 1.25$ …… CV

$0.8 < \frac{4.55}{4.5} = 1.011 < 1.25$ …… CV

$0.8 < \frac{4.5}{4.5} = 1 < 1.25$ …… CV

$0.8 < \frac{4.5}{3} = 1.5 < 1.25$ …… CNV

Étant donné que nous n'avons pas vérifié les conditions de la méthode forfaitaire, nous allons utiliser la méthode Caquot.

- **Méthode de caquot :**

La méthode de Caquot est utilisée dans des situations spécifiques, telles que les charges d'exploitation élevées ou les conditions de la méthode forfaitaire non remplies. Voici les spécifications pour utiliser la méthode de Caquot :

- En présence de charges d'exploitation relativement élevées, comme Q > 2G ou Q > 5 kN/m^2, la méthode de Caquot est utilisée.

Si l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas respectée, il est permis d'utiliser la méthode de Caquot :

- La méthode forfaitaire exige que les moments d'inertie soient constants dans toutes les travées. Si ce n'est pas le cas, la méthode de Caquot est plus convenable.
- Si l'écart entre les longueurs des portées successives dépasse 0,8 à 1,25, la méthode de Caquot est recommandée.
- Si la fissuration est nuisible ou très nuisible, la méthode de Caquot est plus adéquate.

Dans notre situation, l'écarte entre les longueurs des portées successives dépasse 1,25.

1. À L'ELU :

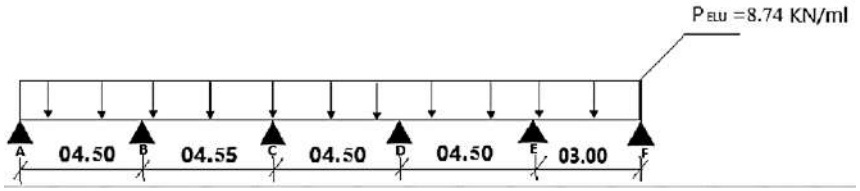


Figure III.20 *schéma statique d'une poutrelle à cinq travées (ELU).*

Tableau III.15 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travée (ELU).*

Travées	p_u (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	8.74	4.5	4.5	22.123	**4.425**	**17.603**	**11.109**	16.736	-22.594
B-C	8.74	4.55	3.64	22.617	**17.603**	**13.476**	**7.078**	20.791	-18.976
C-D	8.74	4.5	3.6	22.123	**13.476**	**13.326**	**8.722**	19.698	-19.632
D-E	8.74	4.5	3.6	22.123	**13.326**	**11.475**	**9.723**	20.076	-19.254
E-F	8.74	3	3	9.833	**11.475**	**1.967**	**3.112**	16.280	-9.940

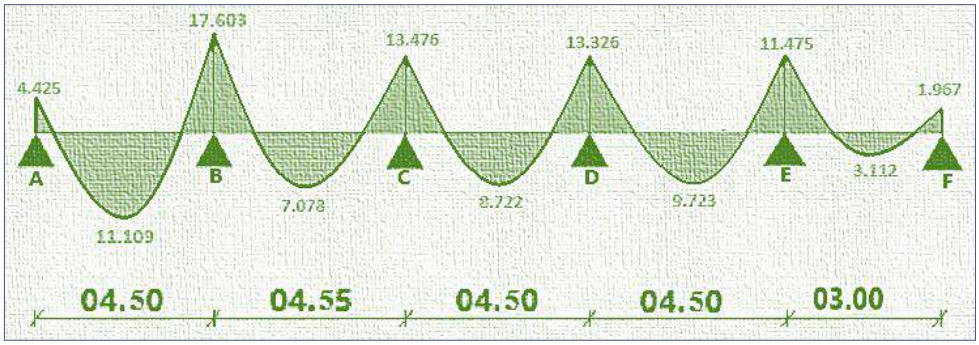


Figure III.21 *Diagrammes des moments à l'ELU.*

2. À L'ELS :

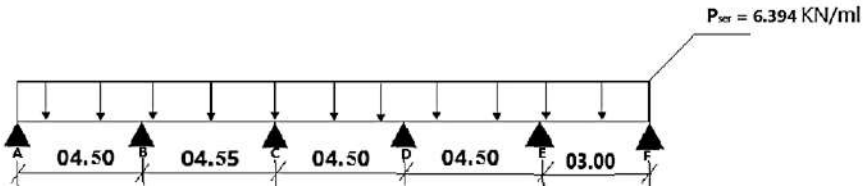


Figure III.22 *schéma statique d'une poutrelle à cinq travées (ELS).*

Tableau III.16 *Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travée (ELS).*

Travées	P_{ser} (KN)	L (m)	L' (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	6.394	4.5	4.5	16.185	**3.237**	**12.878**	**8.127**	6.394	4.5
B-C	6.394	4.55	3.64	16.546	**12.878**	**9.858**	**5.178**	6.394	4.55
C-D	6.394	4.5	3.6	16.185	**9.858**	**9.749**	**6.381**	6.394	4.5
D-E	6.394	4.5	3.6	16.185	**9.749**	**8.395**	**7.113**	6.394	4.5
E-F	6.394	3	3	7.193	**8.395**	**1.439**	**2.276**	6.394	3

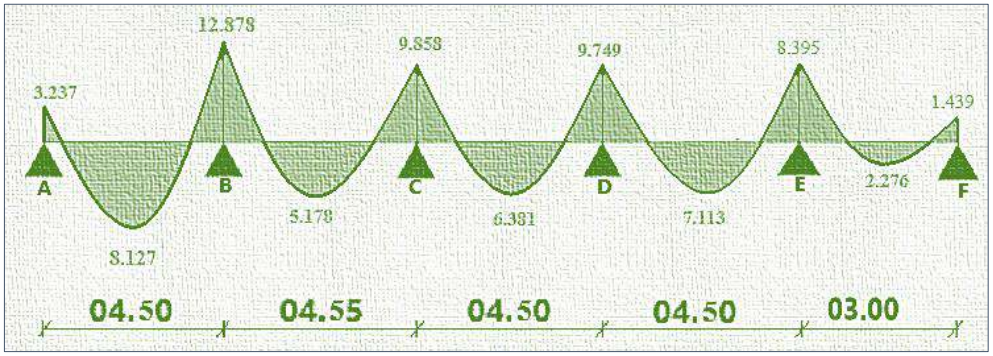


Figure III.23 *Diagrammes des moments à l'ELS.*

Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.17 *Récapitulation des efforts internes.*

	ELU			ELS	
	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	T^{max} (KN)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)
Sollicitations	15.49	17.603	-22.594	11.31	12.878
Référence	**Type 02**	**Type 03**	**Type 03**	**Type 02**	**Type 03**

III.2.2.3 Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau III.18 *Calcul et vérification des armatures.*

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	**15.49**	**17.49**
	μ	0.198	0.223
	μ_l	0.392	
	$\mu \leq \mu_l$	**Vérifiée**	**Vérifiée**
	A' (cm^2)	0	0
	ß	0.889	0.872
	A (cm^2)	2.334	2.38
	Le choix	**3HA10 = 2.35cm^2**	**2HA14 = 3.08 cm^2**
	A_{min}(cm^2)	0.29	0.29
	$A_{choisi} \geq A_{min}$	**Vérifiée**	**Vérifiée**
Vérification à l'ELS			
ELS	M_{ser} (KN.m)	**11.33**	**12.878**
	y_1 (cm)	8.666	9.566
	I_G (cm^4)	8870.544	10644.197
	K (N/mm^3)	0.13	0.121
	σ_b (MPa)	11.069	11.574
	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	**15**	
	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Vérifiée**	**Vérifiée**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple les résultats sont :

Tableau III.19 *Récapitulation*

Section d'armature	**En travée**	**En appuis**
	A_t = **3** HA **10**	A_a = **2** HA **14**

- **Armatures transversales :**

Tableau III.20 *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Section	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	Ø (mm)	A_{tmin} cm^2	A_t (cm^2)	S_t	$\bar{S_t}$
30x35	22.594	0.88	3.33	Vérifiée	6	0.28	2HA6 = 0.59	15 cm	19.31cm

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales « F_eE400 ».

$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq 0.4$ MPa $\rightarrow \frac{59 \times 400}{120 \times 150} = 1.311$ MPa ≥ 0.4 MPa ……CV

$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{[\tau_u - (0.3 f_{tj} \times k)]}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \rightarrow \frac{59}{120 \times 150} = 0.0033 \geq \frac{[0.878 - (0.63 \times 1)]}{0.9 \times 400(\cos 90 + \sin 90)} = 0.00069$ ……CV

Avec :

K=1 en flexion simple plus que la fissuration est peu nuisible.

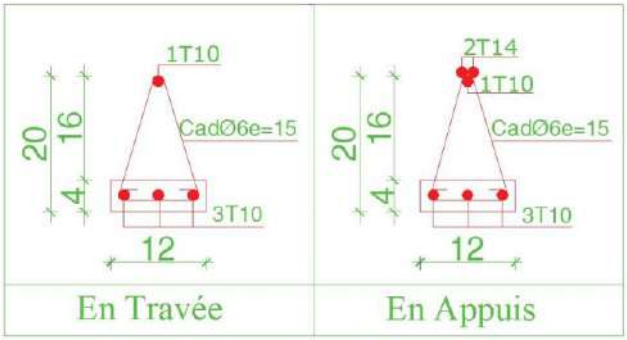
$\alpha = 90°$ Pour les armatures transversales.

- **Etat limite de déformation :**

Tableau III.21 *Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.*

1er Condition	2éme Condition
$h / L \geq \frac{Mt}{15 M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq 3.6 / f e$
$h / L = 0.24 / 4.5 = 0.0533$ $M_t / (15\ M_0) = 11.33 / (15 \times 16.185) = 0.0467$	$\frac{2.35}{12 \times 21.45} = 0.009$ $3.6 / f e = 3.6 / 400 = 0.009$
Condition vérifiée	Condition vérifiée

Conclusion : la déformation à l'ELS est vérifiée



III.3 Calcul des escaliers :

Les escaliers en béton armé jouent un rôle crucial dans la circulation verticale des bâtiments. Leur conception combine des dimensions standardisées avec un ferraillage adapté pour garantir sécurité, confort et durabilité.

Pour notre bâtiment, il y a deux types d'escaliers : un escalier droit à deux volées et un escalier à deux quartiers tournants.

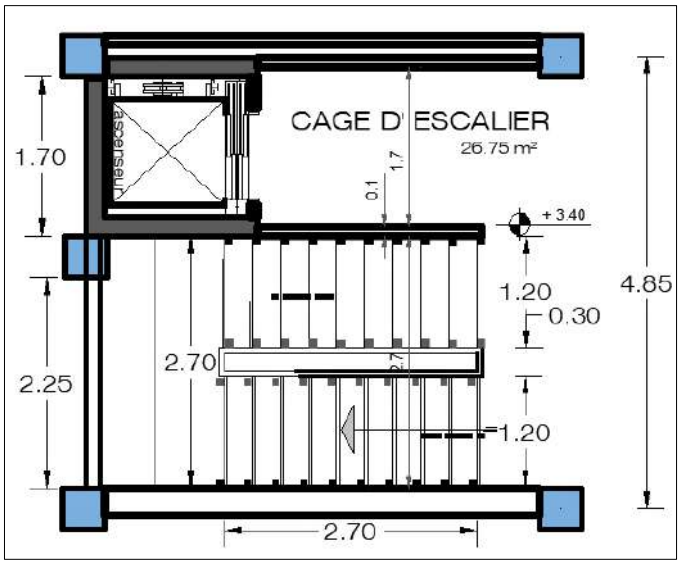


Fig. III.24 escalier droit à deux volées type 01

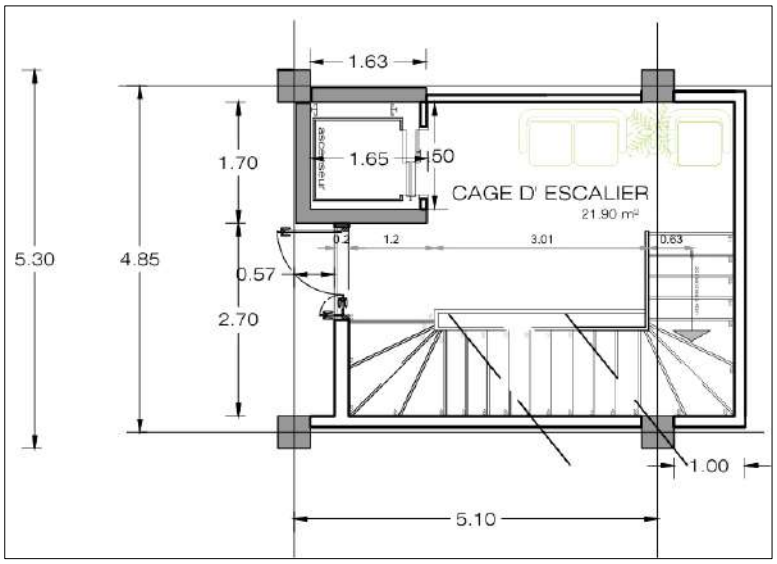


Fig. III.25 escaliers à deux quartiers tournants type 02

III.3.1 Type 01 :

- **Dimensionnement :**

Les caractéristiques d'escalier droit à deux volées type 01 :

- Le nombre de contre marches égale à 20.
- Hauteur du palier : H = 1.70 m.
- Hauteur du contre marche : $h = \frac{340}{20} = 17cm$.
- La formule de BLONDEL **« 2h + g = 64.00 cm »** on doit détermine g.
- Largeur de la marche : g = 30 cm.

III.3.1.1 Prédimensionnement de l'escalier :

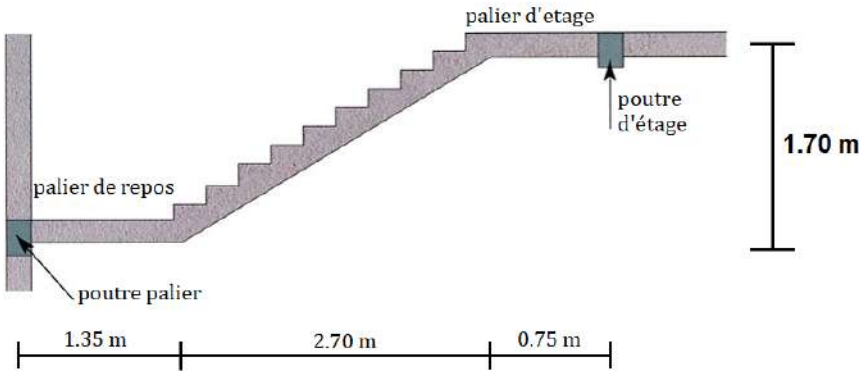


Fig. III.26 Schéma statique escalier droit à deux volées

L'inclinaison de la paillasse :

- $\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0.63 \rightarrow \alpha = 32.20°$

Calcul la longueur de la paillasse :

- $L_0 = \frac{H}{\sin 32.20}$; L_0 = 3.19 m
- D'où le schéma statique des escaliers :
- L = 1.35+ 3.19 + 0.75 = 5.29 m



Epaisseur de la paillasse et de palier :

- $\frac{L}{35} \leq é_p \leq \frac{L}{30}$
- D'où : 15.11cm ≤ $é_p$ ≤ 17.63 cm
- On adopte : épaillasse = 19.00 cm

Remarque. _ Au début, nous avons choisi une épaisseur de 16 cm, mais la condition de la flèche n'a pas été vérifiée. Ensuite, nous avons opté pour une épaisseur de 19 cm.

III.3.1.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

III.3.1.2.1 Charges permanentes :

Tableau III.22 *Evaluation des charges permanentes de la paillasse.*

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.400
2	Mortier de pose	0.02	20	0.400
3	Lit de sable	0.03	18	0.540
4	Poids propre de la marche	0.17 / 2	25	2.130
5	Poids propre de la palliasse	0.19/Cos α	25	5.613
6	Enduite en ciment	0.020	18	0.360
TOTAL				**9.443**

Tableau III.23 *Evaluation des charges permanentes du palier de repos.*

N	Composantes	Epaisseur	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
4	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				**5.45**

III.3.1.2.2 Charges d'exploitations :

- Usage d'habitation : Q = 2.5 KN/m^2 ……. Art 7.2 DTR B.C.2.2 page 20

III.3.1.3 Combinaison des charges :

- **ELU :** P_u = 1,35G+1,5Q.
- **ELS :** P_{ser} = G+Q.

Tableau III.24 *Combinaison des charges de l'escalier.*

L'éléments	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P_u (KN/ml)	P_{ser} (KN/ml)
Palier de repos	5.45	2,5	11.11	7.95
Paillasse	9.44	2.5	16.494	11.94
Palier d'étage	5.45	2,5	11.11	7.95

III.3.1.4 Détermination des efforts :

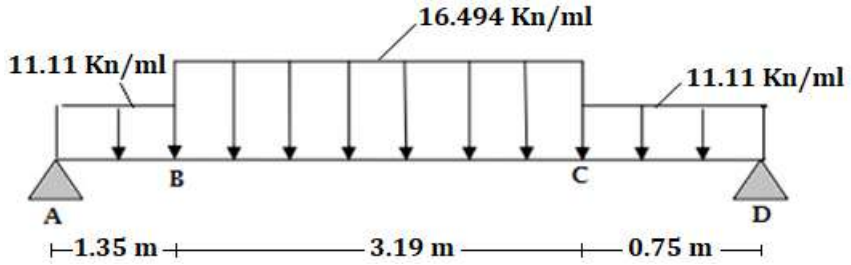


Fig. III.27 distributions de la charge à l'ELU.

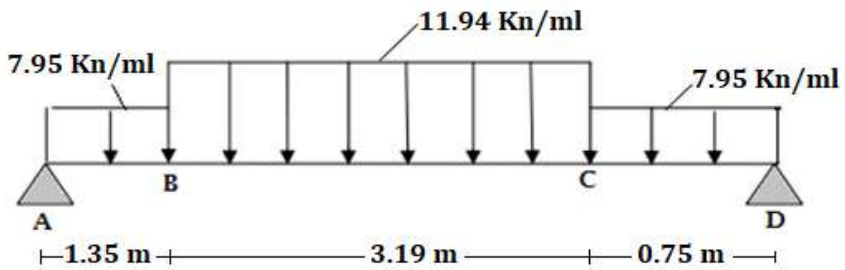


Fig. III.28 *distributions de la charge à l'ELS.*

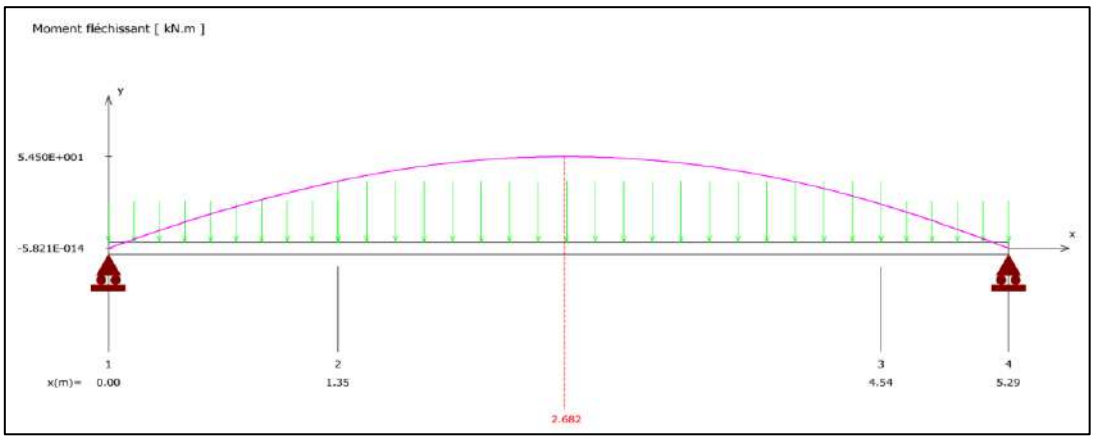


Figure III.29 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.*

- Moment fléchissant maximal à ELU = 54.50 KN.m à 2.682 m

Actions de liaison :

- Noeud 1 Fy = 37.00 KN
- Noeud 4 Fy = 38.95 KN

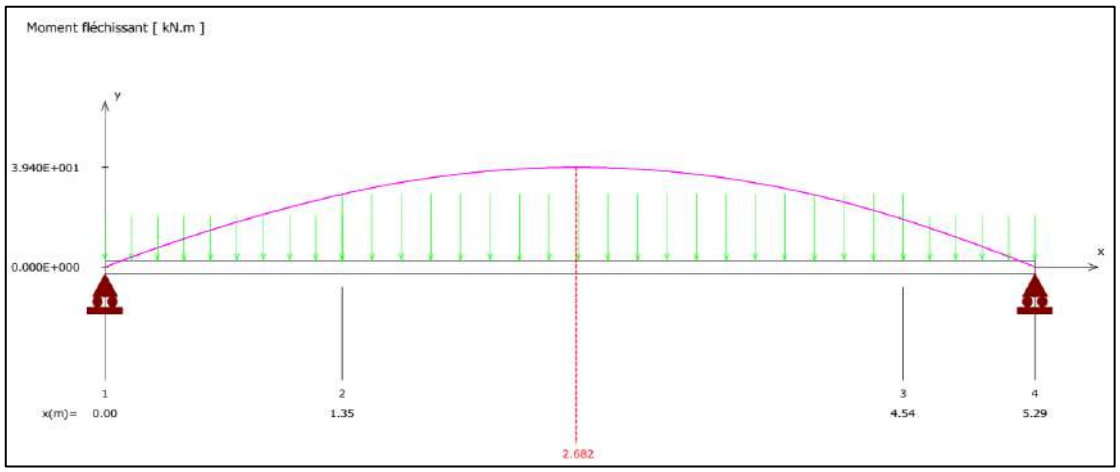


Figure III.30 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.*

- Moment fléchissant maximal à ELS = 39.40 KN.m à 2.682 m

Actions de liaison :

- Noeud 1 Fy = 26.67 KN
- Noeud 4 Fy = 28.11 KN

Réellement la dalle est encastrée aux appuis, et comporte un moment en travée Mt et un moment à l'appui Ma, avec :

- $Mt = 0,8 \times M_{max}$
- $Ma = - 0,5 \times M_{max}$

Les résultats seront résumés dans le tableau :

Tableau III.25 *Les résultat*

	ELU	ELS
Mt max (KN.m)	43.60	31.52
Ma max (KN.m)	27.25	19.70
T max (KN)	38.95	/

III.3.1.5 Calcul de ferraillage à l'ELU :

On va commencer à calculer les armatures longitudinales des escaliers. La dalle des escaliers est soumise à la Flexion Simple, avec une largeur d'1 mètre.

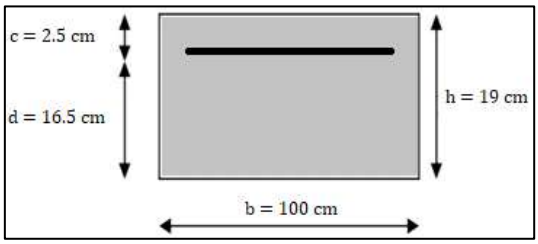


Figure III.31 *Section de Béton Armé à ELU.*

Tableau III.26 *les résultats de la flexion simple.*

/	Mu (KN.m)	d (cm)	σ_B	σ_S	μ	β	A_{cal} (cm²/ml)	A choisit (cm2)	Ar=A/4 cm²	Ar choisit (cm²)	α
Travée	43.60	16.5	14,17	348	0.113	0,940	8.08	11.31	2.83	3.93	0.1503
Appuis	27.25	16.5	14,17	348	0.071	0,963	4.93	7.90	1.98	2.51	0.092

a) Condition de non fragilité :

On vérifie : **$A \geq A_{min} = 0.1\%B$** ..... **la condition est vérifiée**

Tableau III.27 *les résultats des armatures dans l'escalier*

		$A_{choisir}$ (cm²)	Ar (cm²/ml)	Ar choisir (cm²)
Les armatures inférieur	En travée	10HA12	2.83	5HA10 = 3.93
Les armatures supérieur	Eux appuis	10HA10	1.98	5HA8 = 2.51

b) Condition d'espacement :

Tableau III.28 *Vérification de l'espacement*

/	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartition
En travée	$S_t = 10$ cm ≤ Min [3h = 57 cm ; 33 cm]	$S_t = 20$ cm ≤ Min [4h = 76 cm ; 33 cm]
En appuis	$S_{ap} = 10$ cm ≤ Min [3h = 57 cm ; 33 cm]	$S_{ap} = 20$ cm ≤ Min [4h = 76 cm ; 33 cm]

III.3.1.6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.29 *Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.*

Section	T(KN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100×11	38.95	0.24	3.33	C.V

III.3.1.7 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.30 *Vérification des contraintes à ELS.*

	A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En Travée	11.31	31.52	6.80	15	Vérifiée
En appuis	7.90	19.76	4.81	15	Vérifiée

III.3.1.7.1 Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L} = 0.036 \leq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M_0} = 0.04$ ..... C.N.V

$\frac{A}{b_0.d} = 0.007 \leq \frac{2}{fe} = 0.005$.....C.N. V

Les deux inégalités ne sont pas vérifiées, on procédera à la vérification exacte de la fléché selon L'ANNEXE D du CBA 93

Tableau III.31 *Récapitulation des résultats de la flèche.*

M_{tser} (KN)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	σ_s	μ	λ_i	λ_v
31.52	11.31	10.073	0.0069	169.33	0.455	3.066	1.226
I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{vi} (cm^4)	L (m)	F_i (mm)	F_v (mm)	Δf	$\bar{f}$
64.79×10^3	29.76×10^3	45.75×10^3	2.2	9.22	17.82	8.60	10.29

III.3.1.8 Poutre palière :

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire assurant le soutien de la paillasse d'un escalier. Elle joue un rôle fondamental dans la transmission des charges vers les appuis et est généralement considérée comme partiellement encastrée à ses extrémités.

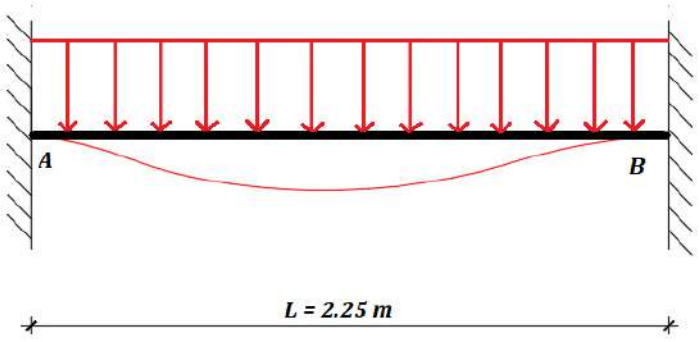


Figure III.32 *Section de Béton Armé à ELU.*

III.3.1.8.1 Prédimensionnement :

La hauteur de la poutre est déterminée par $L/15 \leq h \leq L/10$

Avec :

L : portée libre de la poutre palière

$15\ cm \leq h_t \leq 22.5\ cm$

- $h_t \geq 30cm$ ……. [Art 7.5.1 RPA 2024 page 113]

Soit : ht = 35cm

$0.4 \times ht \leq b \leq 0.7 \times ht$

- $b \geq 25$ cm ; $h/b \leq 4$ ……[Art 7.5.1 RPA 2024 page 113]
- $b_{max} \leq (1.5h + b_c)$

On prend : b = 30cm

Conclusion :

Les conditions de Rpa est vérifié donc poutre de (30 x 35) cm^2.

III.3.1.8.2 Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre : 0,30×0,35×25 = 2,625 KN/ml
- Poids propre de mur : 2.36 × 2.25 = 5.31 KN/ml
- Réaction du palier à l'ELU : V_1 = 37.00 KN/ml
- Réaction du palier à l'ELS : V_1 = 26.67 KN/ml

III.3.1.8.3 Combinaison de charges :

A L'ELU :

- q_u =1,35(G + VD) = 1,35× (7.94+ 30.67) = 60.67 [KN/ml]

A L'ELS :

- q_s = G + VD = 7.94 +22.08 = 34.61 [KN/ml]

III.3.1.8.4 Détermination des efforts :

- **A'ELU :** Moment fléchissant maximal = 38.39 kN.m à 1.125 m
- L'effort tranchant : T_y = 68.25 kN
- **A'ELS :** Moment fléchissant maximal = 21.90 kN.m à 1.125 m

Tableau III.32 *Les résultat*

	ELU	ELS
Mt max (KN.m)	30.71	17.52
Ma max (KN.m)	19.20	10.95
T max (KN)	68.25	/

$M_t = 0{,}8 \times M_{max}$ $M_a = -0{,}5 \times M_{max}$

III.3.1.8.5 Ferraillage de la poutre :

Tableau III.33 *Calcul des sections d'acier de la poutre.*

/	Mu (KN.m)	d (cm)	σ_B	σ_S	μ	β	A_{cal} (cm²/ml)	A choisit (cm²)	A_{Min} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)
Travée	30.71	31.5	14,17	348	0.022	0,989	2.83	3.39	1.05	3HA12 = 3.14
Appuis	19.20	31.5	14,17	348	0.014	0,993	1.76	3.39	1.05	3HA12 = 2.01

III.3.1.8.6 Vérification des contraintes normales à l'ELS :

Tableau III.34 *Vérification a l'ELS de la poutre.*

	M_{ser} (KN.m)	A (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	17.52	3.39	5.17	39858.99	2.72	15	Vérifiée
En appuis	10.95	3.39	5.17	39858.99	1.42	15	Vérifiée

A. Disposition des armatures longitudinales dans une poutre : [Art 7.5.2 RPA 2024 Page 113]

- Au moins deux barres d'acier de 12 mm de diamètre doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure de la poutre dans les zones sismiques (IV, V et **VI**).
- Un **quart de la section maximale des armatures supérieures sur appui** doit être prolongé sur toute la longueur de la poutre.
- De plus, dans les **poteaux de rive et d'angle**, l'ancrage doit être réalisé avec des **crochets à 90°**.

La Section maximale d'armatures supérieures sur appui soit **3 barres de 12 mm**

Un quart de cette section représente : $\mathbf{n_B = \frac{1}{4} \times 3\ barres = 0.75 \approx 1}$

Cela signifie qu'au moins **une barre** doit être continue sur toute la longueur de la poutre.

Recouvrement des barres longitudinales :

Selon **RPA 2024**, la longueur de recouvrement L_r dépend de la zone sismique :

- Zones IV, V et VI :

  $L_r = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 = 72$ cm

III.3.1.8.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.35 *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Section	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	Ø (mm)	A_{tmin} cm^2	A_t (cm^2)	Esp $Z_{critique}$	Esp (cm) $Z_{non\text{-}critique}$
30x35	68.25	0.490	3.33	Vérifiée	8	0.65	4HA8 = 2.01	7 cm	15 cm

NOTE. _Il faut placer les premiers cadres à 5 cm des appuis

Espacement maximum des armatures transversales : [Art 7.5.2 RPA 2024 Page 114]

- Dans les zones critiques (zones soumises à des efforts intenses, comme les appuis) :

S = min ($\frac{h}{4}$; 24ϕt ;17.5 cm ;6ϕl)

S = min (8.75 cm ;19.20 cm ;17.5 cm ; 7.2 cm)

$s_{zone\ critique}$ = 7.2 cm.

- En dehors de la zone critique (milieu de la poutre) :

L'espacement est limité par :

S′ ≤ h/2 = 35/2 =17.5 cm → Donc : s′ = 15 cm.

III.3.1.8.8 Vérification de flèche à l'ELS :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B):

$\frac{h}{L} = 0.16 \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M_0} = 0.08$……...CV

$\frac{A}{b_0.d} = 0.00358 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105$……CV

$\frac{h}{L} = 0.16 \geq \frac{1}{16} = 0.063$……CV

La flèche est vérifiée.

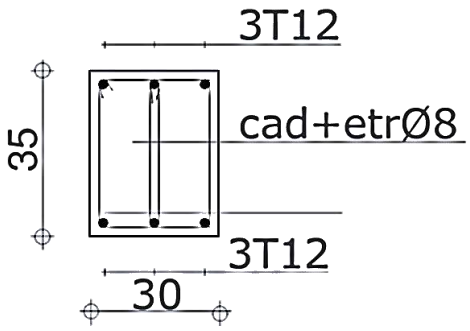


Fig. III.33 *Ferraillage de la poutre palière*

III.3.2 Type 02 :

- **Dimensionnement :**

Nous devons dimensionner un escalier du deuxième type, à deux quarts tournants.

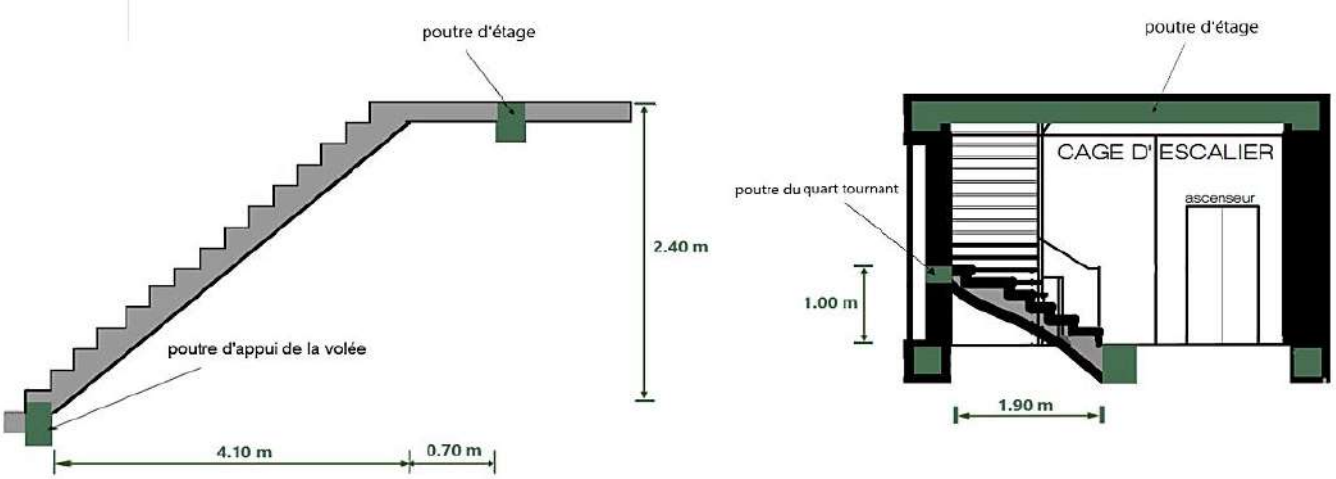


Figure III.34 vues en coupe d'une cage d'escalier.

Les caractéristiques d'escalier droit à deux quarts tournants :

- Le nombre de contre marches égale à 20.
- La hauteur jusqu'à la poutre du premier quart tournant : H = 1.00 m
- Hauteur du contre marche : $h = \frac{340}{20} = 17\text{cm}$.
- La formule de BLONDEL « **2h + g = 64.00 cm** » on doit détermine g.
- Largeur de la marche : g = 30 cm.

Remarque. _ L'étude de cet escalier à deux quarts tournants doit se concentrer sur la volée la plus sollicitée.

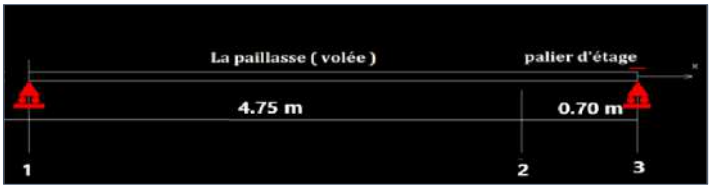
III.3.2.1 Prédimensionnement de l'escalier :

L'inclinaison de la paillasse :

- $\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{2.40}{4.10} = 0.585 \rightarrow \quad \alpha = 30.34°$

Calcul la longueur de la paillasse :

- $L_0 = \frac{2.40}{\sin 30.34}$; $L_0 = 4.75$ m
- D'où le schéma statique des escaliers :
- L = 4.75 + 0.70= 5.45 m



Epaisseur de la paillasse et de palier :

- $\frac{L}{35} \leq é_p \leq \frac{L}{30}$
- D'où : 15.57 cm $\leq é_p \leq$ 18.17 cm
- On adopte : épaillasse =22.00 cm

Remarque. _ Au début, nous avons choisi une épaisseur de 20 cm, mais la condition de la flèche n'a pas été vérifiée. Ensuite, nous avons opté pour une épaisseur de 22 cm.

III.3.2.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

Tableau III.36 *charges permanentes et surcharges d'exploitations de l'escalier type 02 :*

Charges permanentes	Surcharges d'exploitations
$G_{paillasse}$ = 10.203 KN/m^2	Q = 2.5 KN/m^2
$G_{palier\ d'étage}$ = 7.20 KN/m^2	Q = 2.5 KN/m^2

III.3.2.3 Combinaison des charges :

- **ELU :** P_u = 1,35G+1,5Q.
- **ELS :** P_{ser} = G+Q.

Tableau III.37 *Combinaison des charges de l'escalier.*

L'éléments	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P_u (KN/ml)	P_{ser} (KN/ml)
Paillasse	10.203	2.5	17.52	12.703
Palier d'étage	7.20	2,5	13.47	9.70

III.3.2.4 Détermination des efforts :

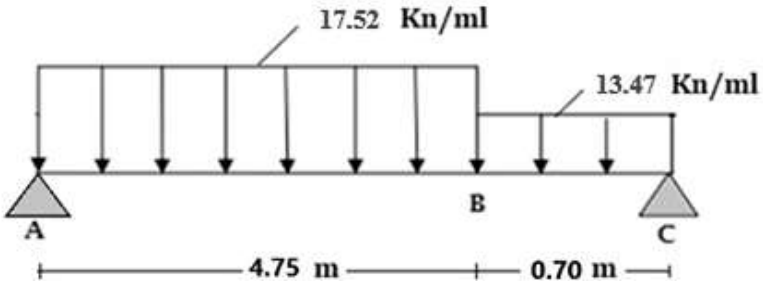


Figure. III.35 distributions de la charge à l'ELU.

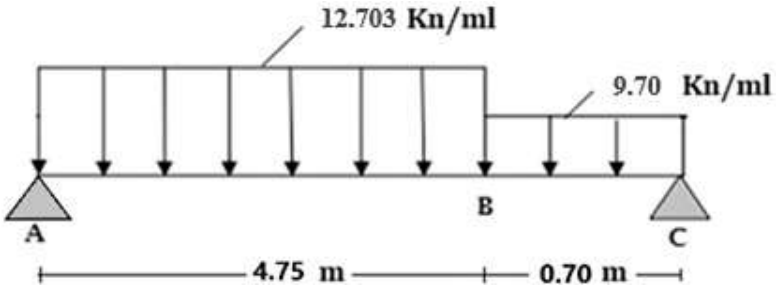


Figure. III.36 *distributions de la charge à l'ELS.*

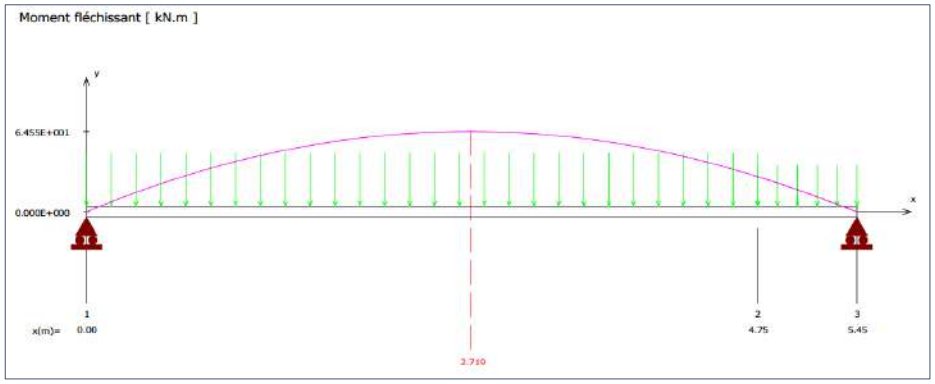


Figure III.37 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELU.*

- Moment fléchissant maximal à ELU = 64.55 KN.m à 2.719 m

Actions de liaison :

- Noeud 1 Fy = 47.56 KN
- Noeud 3 Fy = 45.09 KN

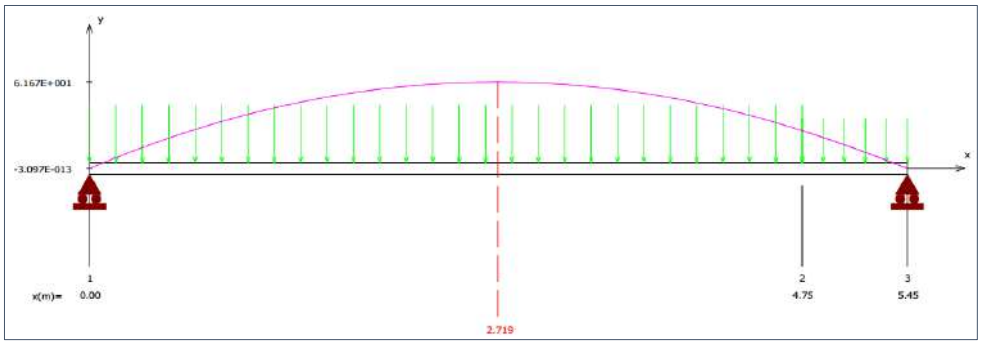


Figure III.38 *Diagramme des moments dans l'escalier à l'ELS.*

- Moment fléchissant maximal à ELS = 46.80 KN.m à 2.719 m

Actions de liaison :

- Noeud 1 Fy = 34.48
- Noeud 3 Fy = 32.65 KN

Réellement la dalle est encastrée aux appuis, et comporte un moment en travée Mt et un moment à l'appui Ma, avec :

- $Mt = 0,8 \times M_{max}$
- $Ma = - 0,5 \times M_{max}$

Les résultats seront résumés dans le tableau :

Tableau III.38 *Les résultat*

	ELU	ELS
Mt max (KN.m)	51.64	37.44
Ma max (KN.m)	32.275	23.4
T max (KN)	47.56	/

III.3.2.5 Calcul de ferraillage à l'ELU :

Tableau III.39 les résultats de la flexion simple.

/	Mu (KN.m)	d (cm)	σ_B	σ_S	μ	β	A_{cal} (cm²/ml)	A choisit (cm2)	Ar=A/4 cm²	Ar choisit (cm²)	α
Travée	51.64	19.5	14.2	348	0.096	0.949	8.019	9.42	2.355	2.74	0.151
Appuis	32.275	19.5	14.2	348	0.060	0.969	4.907	6.28	1.57	1.98	0.092

a) Condition de non fragilité :

On vérifie : $\mathbf{A \geq A_{min} = 0.1\%B}$ ..... **la condition est vérifiée**

Tableau III.40 *les résultats des armatures dans l'escalier*

		$A_{choisir}$ (cm²)	Ar (cm²/ml)	Ar choisir (cm²)
Les armatures inférieur	En travée	12HA10	2.263	5HA8 = 2.74
Les armatures supérieur	Eux appuis	8HA10	1.413	6HA6 = 1.98

b) Condition d'espacement :

Tableau III.41 *Vérification de l'espacement*

/	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartition
En travée	S_t = 5cm ≤ Min [3h = 60 cm; 33 cm]	S_t = 20 cm ≤ Min [4h = 80 cm; 45 cm]
En appuis	S_{ap} = 10cm ≤ Min [3h = 60 cm; 33 cm]	S_{ap} = 15 cm ≤ Min [4h = 80 cm; 45 cm]

III.3.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III.42 *Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier.*

Section	T(KN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100×22	47.56	0.24	3.33	C.V

III.3.2.7 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Type de fissuration : peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III.43 *Vérification des contraintes à ELS.*

	A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En Travée	9.42	37.44	6.984	15	Vérifiée
En appuis	6.28	23.4	5.073	15	Vérifiée

III.3.2.7.1 Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L} = 0.036 \leq \frac{1}{20} \times \frac{Mt}{M_0} = 0.04$ ..... ~~C.N.V~~

$\frac{A}{b_0.d} = 0.007 \leq \frac{2}{fe} = 0.005$..... ~~C.N.V~~

Les deux inégalités n'est pas vérifié, on procédera à la vérification exacte de la fléché selon L'ANNEXE D du CBA 93

Tableau III.44 *Récapitulation des résultats de la flèche.*

$\mathbf{M_{tser}}$ (KN)	A (cm^2)	y (cm)	**ρ**	$\boldsymbol{\sigma_s}$	**μ**	λ_i	λ_v
37.44	9.42	11.513	0.005	204.23	0.406	4.2	1.68
I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{vi} (cm^4)	L (m)	F_i (mm)	F_v(mm)	Δf	$\bar{f}$
88.73×10^3	36.08×10^3	58.03×10^3	5.45	9.583	17.713	8.130	10.45

III.3.2.8 Poutre du quart tournant :

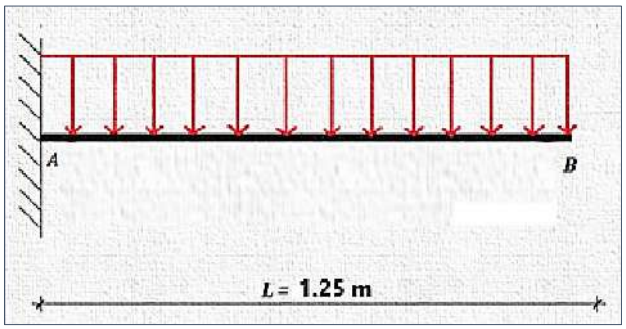


Figure III.40 *Section de Béton Armé à ELU.*

III.3.2.8.1 Prédimensionnement :

La hauteur de la poutre est déterminée par la formule suivante : **L/15 ≤ h ≤ L/10**

Avec :

L : portée libre de la poutre palière

8.33 cm ≤ h_t ≤ 12.5 cm

- $h_t \geq 30$cm ..... [Art 7.5.1 RPA 2024 page 113]

Soit : ht = 30cm

0.4×ht ≤ b ≤ 0.7×ht

- b ≥ 25 cm ; h/b≤4 .....[Art 7.5.1 RPA 2024 page 113]
- $b_{max} \leq (1.5h + b_c)$

On prend : b = 30cm

Conclusion :

Les conditions de RPA est vérifié donc poutre de (30 x 30) cm^2.

III.3.2.8.2 Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre : 0,30×0,3×25 = 2.25 KN/ml
- Réaction de la volée à l'ELU : V_i = 47.56 KN/ml
- Réaction de la volée à l'ELS : V_i = 34.48 KN/ml

III.3.2.8.3 Combinaison de charges :

A L'ELU :

- q_u =1,35(G + VD) = 1,35 × (2.25+47.56) = 67.244 [KN/ml]

A L'ELS :

- q_s = G + VD = 2.25 + 34.48 = 36.73 [KN/ml]

III.3.2.8.4 Détermination des efforts :

- **A'ELU :** Moment fléchissant maximal = 52.53 KN.m à 0.00 m
- L'effort tranchant : T_y = 84.06 KN
- **A'ELS :** Moment fléchissant maximal = 28.70 KN.m à 0.00 m

Tableau III.45 *Les résultat*

	ELU	ELS
Ma max (KN.m)	52.53	28.70
T max (KN)	84.06	/

III.3.2.8.5 Ferraillage de la poutre :

Tableau III.46 *Calcul des sections d'acier de la poutre.*

/	Mu (KN.m)	d (cm)	σ_B	σ_S	μ	β	A_{cal} (cm^2/ml)	A choisit (cm^2)	A_{Min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Appuis	52.53	26.9	14.2	348	0.170	0.906	6.19	6.47	0.9	2HA14 + 3HA12= 6.47

III.3.2.8.6 Vérification des contraintes normales à l'ELS :

Tableau III.47 Vérification a l'ELS de la poutre.

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K1 N/mm^3	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En appuis	28.70	6.47	10.348	37669.415	0.0762	7.885	15	Vérifiée

III.3.2.8.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Selon **RPA 2024**, la longueur de recouvrement L_r dépend de la zone sismique VI :

$L_r = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 = 72$ cm

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35} ; \emptyset_t ; \frac{b_0}{10}\right\} = (8.6 ; 10 ; 12)$

On adopte : $\phi_t \leq 8.6$, on prend : $\phi_t = 8$ mm $\Rightarrow$ $a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4}$

Avec : a_t : section d'une barre $\rightarrow a_t = 0.5024$ cm²

n_t : nombre des barres $\rightarrow n_t = 4$

$A_t = a_t \times n_t = 2.01$ cm². $\Rightarrow$ $A_t = 4HA8 = 2.01$ cm^2

Espacement maximum des armatures transversales : [Art 7.5.2 RPA 2024 Page 114]

- Dans les zones critiques (zones soumises à des efforts intenses, comme les appuis) :

$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\phi l\right)$

s = min (7.5 cm ;19.20 cm ;17.5 cm; 7.2 cm)

$s_{zone\ critique} = 7.2$ cm.

- En dehors de la zone critique (milieu de la poutre) :

L'espacement est limité par :

$s' \leq h/2 = 30/2 = 15$ cm Donc : s′ = 15 cm

Tableau III.48 Vérification des contraintes de cisaillement.

Section	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	$\emptyset$ (mm)	A_t (cm^2)	Esp $Z_{critique}$	Esp (cm) $Z_{non\text{-}critique}$
30x30	84.06	1.04	3.33	Vérifiée	8	4HA8 = 2.01	7 cm	15 cm

NOTE. _Il faut placer les premiers cadres à 5 cm des appuis

III.3.2.8.8 Vérification de flèche à l'ELS :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées :

$\frac{h}{L} = 0.24 \geq \frac{1}{10} \times \frac{Mt}{M_0} = 0.08$……...CV

$\frac{A}{b_0.d} = 0.008 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105$……CV

$\frac{h}{L} = 0.24 \geq \frac{1}{16} = 0.063$……CV

La flèche est pleinement satisfaite.

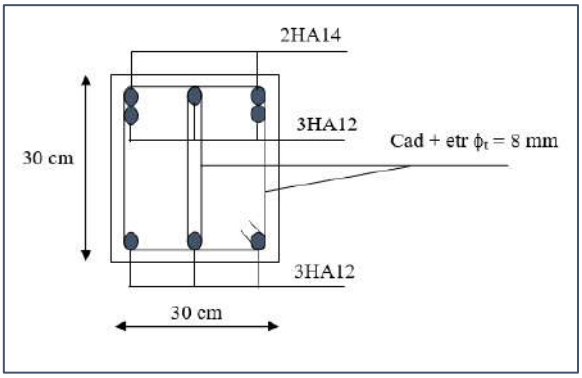
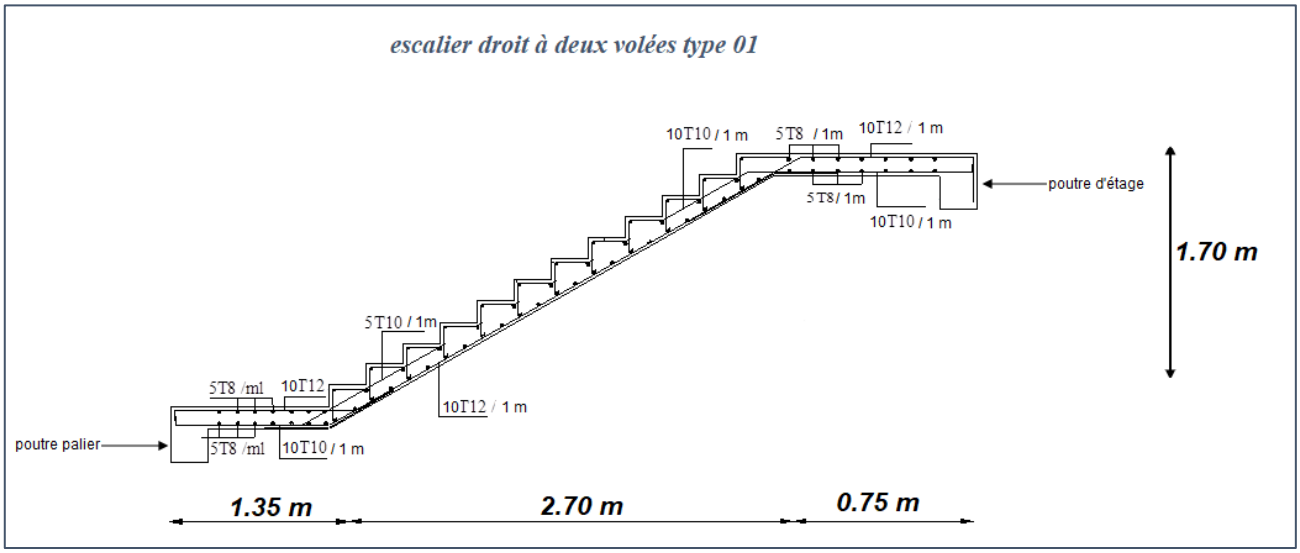
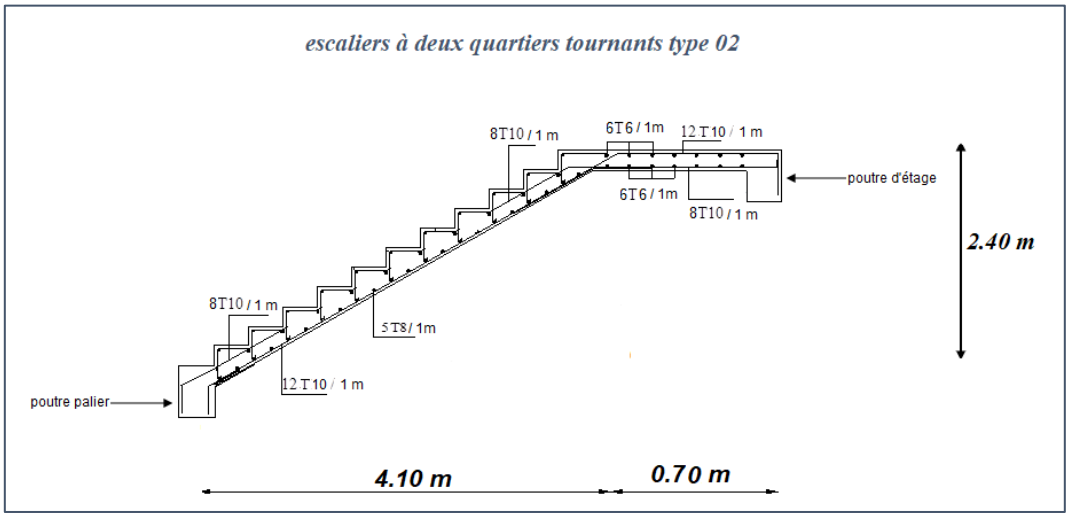


Fig. III.41 Ferraillage de la poutre palière





III.4 Les dalles pleines :

III.4.1 Définition :

Les dalles pleines sont des structures minces et plates dont l'épaisseur est bien moindre que les autres dimensions. Elles s'appuient sur deux, trois ou quatre appuis, avec ou sans continuité.
Dans notre structure, on distingue un seul type de dalles pleines de forme régulière reposant sur quatre appuis. La dalle pleine destinée à l'étude du balcon.

III.4.2 Principe de calcul :

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture repose sur le principe du travail virtuel. Ce principe consiste à comparer deux types de travail : d'une part, celui généré par les charges externes, appelé travail externe, et d'autre part, celui induit par les moments internes, désigné comme travail interne. L'équilibre est assuré en établissant une équation dans laquelle la somme de ces travaux est égale à zéro.

$$\sum \text{des Travaux Externes} - \sum \text{des Travaux Internes} = 0$$

- **Le travail externe** correspond au produit de l'intensité de la force appliquée par le déplacement qu'elle engendre.

$$T_{ext} = P \times f$$

Dans le cas spécifique d'une charge répartie.

T_{ext} = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

- **Travail interne :**

Le travail interne est déterminé en multipliant le moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation, ainsi que par l'angle de rotation de la région rigide autour de cet axe. Grâce au principe du travail virtuel, il est possible d'exprimer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

$$T_{int} = M \times l \times \theta$$

III.4.3 Evaluation des sollicitations :

Tableau III.49 *Evaluations des sollicitations*

/	G KN/m^2	Q KN/m^2	q_{ultime}	$q_{service}$
Balcon	7.31	3.5	15.12	10.81

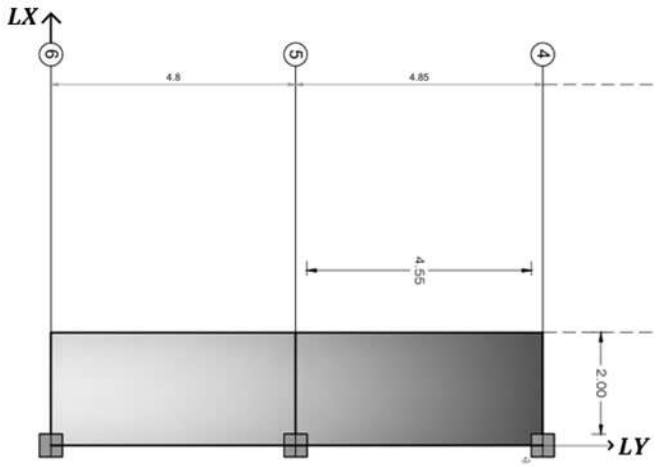


Figure III.42 *Dalle pleine le plus défavorable*

1. Evaluation du travail externe à ELU :

Afin de simplifier le calcul des surfaces et de leurs centres de gravité, chaque région rigide sera décomposée en surfaces élémentaires, telles que des rectangles et des triangles.

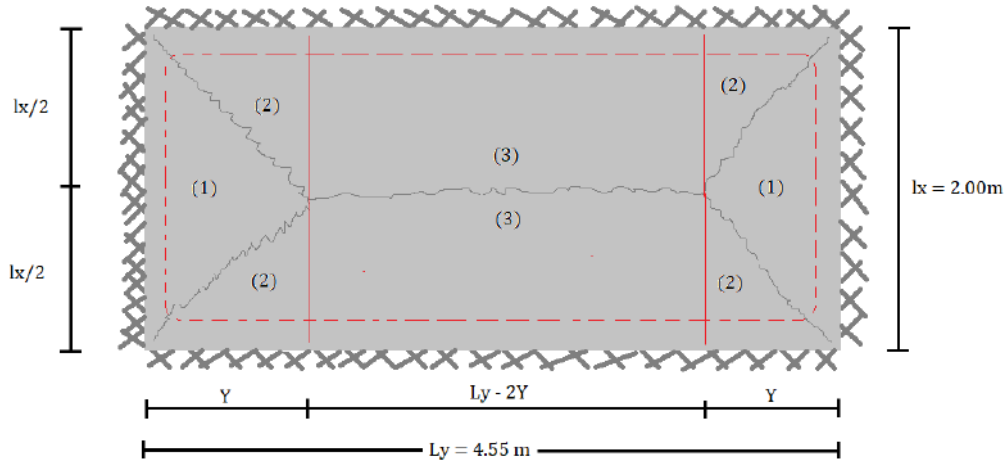


Figure III.43 *Les encastrements de la dalle pleine.*

Le travail externe total sera égale à :

$$\sum T_{Ext} = 2 \times T_{ext}^{1} + 4 \times T_{ext}^{2} + 2 \times T_{ext}^{3}$$

$$T_{ext}1 = q \times \left(\frac{1}{2} L_X \cdot Y\right) \times \frac{f}{3}$$

$$T_{ext}2 = q \times \left(\frac{1}{2} \frac{L_X}{2} \cdot Y\right) \times \frac{f}{3}$$

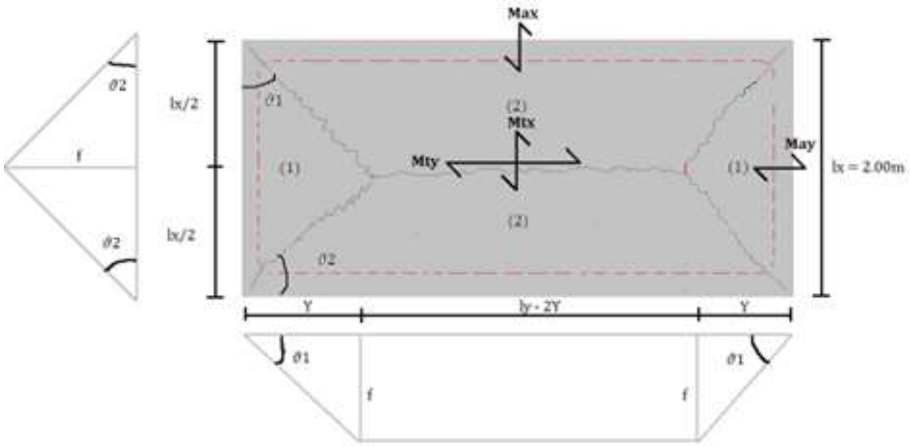
$$T_{ext}3 = q \times \left[(L_Y - 2y) \times \frac{L_X}{2}\right] \times \frac{f}{2}$$

$$\sum T_{Ext} = q \times f \times \left(-\frac{1}{3} L_X \cdot Y + \frac{1}{2} L_X \cdot L_Y\right)$$

$$\sum T_{Ext} = q \times f \times (-0.667 \cdot Y + 4.55)$$

2. Evaluation du travail interne à ELU :

Pour le calcul du travail interne, il n'est pas nécessaire de subdiviser les régions en surfaces élémentaires.



$$\sum T_{int} = 2 \times T_{int}^{1} + 2 \times T_{int}^{2}$$

$$T_{int}1 = M^{+}_{t} \times 2.00\ \text{m} \times \vartheta_1 \times M^{-}_{a} \times 2.00\ \text{m} \times \vartheta_1$$

$$T_{int}2 = M^{+}_{t} \times 4.55\ \text{m} \times \vartheta_2 \times M^{-}_{a} \times 4.55\ \text{m} \times \vartheta_2$$

$$\sum T_{int} = M \times f \times \left(\frac{8}{y} + 18.2\right)$$

3. **En appliquant le principe du travail virtuel T_{ext}=T_{int} on aura** :

$$\sum T_{Ext} = q \times f \times (-0.667 \cdot Y + 4.55) = \sum T_{int} = M \times f \times \left(\frac{8}{y} + 18.2\right)$$

Une fois la résolution effectuée, les résultats obtenus sont les suivants :

Y = 1.35 m
$M_U = 0.151 \times q_{ELU}$
$M_{Tx} = M_{Ty} = 0.151 \times 15.12 = 2.28$ KN.m
$M_{ay} = 0.5 \times M_{Tx} = -0.5 \times 2.28 = -1.14$ KN.m
$M_{ax} = M_{Tx} = -2.28$ KN.m

III.4.4 Calcul du ferraillage :

$$b = 100\ cm\ ;\ h = 15\ cm\ ;\ c = 2.5\ cm\ ;\ \sigma_b = 14.20\ MPa\ ;\ \sigma_s = 348\ MPa\ ;\ FeE400$$

Tableau III.50 *Résultats de ferraillage à ELU.*

		M (KN. m)	μ	ß	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)	St (cm)	$\overline{St}$ (cm)	$St \leq \overline{St}$ (cm)
M_t x et y	En travées	2.28	0.010	0.995	0.53	1.5	5 HA10 = 3.93	20	33	C.V
M_{ay}	En appuis	-1.14	0.005	0.998	0.26	1.5	5 HA10 = 3.93	20	33	C.V
M_{ax}	En appuis	-2.28	0.010	0.995	0.53	1.5	5 HA10 = 3.93	20	33	C.V

- **A L'ELS par la méthode forfaitaire :**

Tableau III.51 *Les efforts internes à ELS*

ETAT LIMITE DE SERVICE	
$M_x = \mu_x P_s L_x^2$ $M_x = \mu_y \times M_x$	
$q_{service}$ = 10.81 KN/m2	
$\boldsymbol{\rho = 0.44}$	$\mu_x = 0.1075$ $\mu_y = 0.3155$
$M_x = 0.1075x\ 10.81\times (2.00)^2 = 4.65$ KN.m $M_y = 0.3155 \times 4.65 = 1.47$ KN.m	
$M_{tx} = 0.75 \times 4.65 = 3.49$ KN.m $M_{ty} = 0.75 \times 1.47 = 1.13$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 4.65 = -2.33$ KN.m	

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau III.52 *Vérification des contraintes à l'ELS.*

	M (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b	$\overline{\boldsymbol{\sigma}}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\boldsymbol{\sigma}}_b$
En travées	3.49	3.93	3.29	6187.42	1.86	15	CV
En Appuis	2.33	3.93	3.29	6187.42	1.24	15	CV

III.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

Tableau III.53 *Vérification de contrainte de cisaillement.*

$\mathbf{T_u}$	$\boldsymbol{\tau_u}$	$\overline{\boldsymbol{\tau_u}}$	$\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$
12.40	0.10	1.17	C.V

Par conséquent, nous arrivons à la conclusion que la contrainte d'effort tranchant est souvent faible dans les dalles car le béton à lui seul suffit pour résister à l'effort agissant, à l'exception des cas où des charges concentrées lourdes agissent.

III.4.6 Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{200} = 0.075 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{3.49}{20 \: x \: 4.65} = 0.038$ ……………………………………………..CV

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.93}{100 \: x \: 12.5} = 0.0031 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$…………….…….................................. CV

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; le calcul exact de la flèche n'est pas nécessaire.

- **La flèche est pleinement satisfaite.**

Conclusion :

- Dans notre projet la dalle travaillant en deux directions donc :
- Il n'Ya pas des armatures de répartitions
- A_x seront disposées dans la nappe inférieur par espacement de 20 cm
- A_y seront disposées dans la nappe supérieur par espacement de 20 cm

III.5 Etude de la dalle portant l'ascenseur :

III.5.1 Introduction :

Un ascenseur est un dispositif de transport vertical permettant le déplacement des personnes et des charges à travers les différents niveaux d'un bâtiment. Il fonctionne comme une cabine guidée qui se déplace le long de rails verticaux, assurant une montée et une descente contrôlées. Essentiel dans les bâtiments de grande hauteur, notamment ceux dépassant cinq étages, l'ascenseur optimise l'accessibilité et le confort des usagers en réduisant la contrainte de l'utilisation des escaliers.

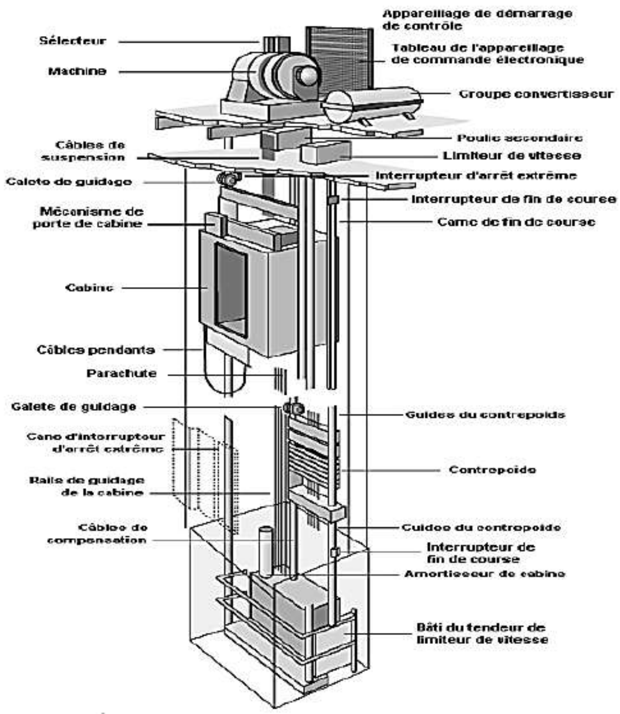


Figure III.44 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.

III.5.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :

L'analyse de la dalle d'ascenseur se réalise dans deux directions, à savoir longitudinale et transversale, afin d'assurer sa rigidité et sa stabilité structurelle.

Les appuis du moteur de l'ascenseur génèrent une charge ponctuelle sur la dalle, ce qui peut engendrer un risque de poinçonnement. Il est donc essentiel de prendre en compte cet effet lors de la conception et du dimensionnement afin de prévenir toute défaillance.

III.5.2.1 Prédimensionnement :

Selon les recommandations de l'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A), l'épaisseur de la dalle machine doit être d'au moins 25 cm.
Par conséquent, nous choisissons une dalle machine avec une épaisseur de 25 cm.

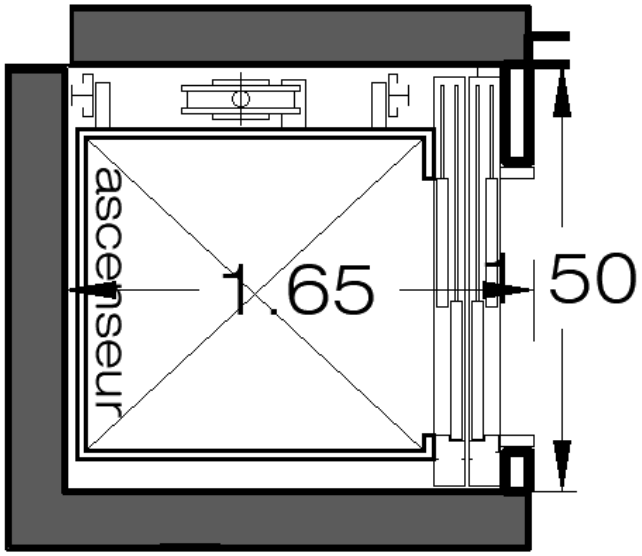


Figure III.45 *Dimensions de la dalle machine*

Tableau III.54 *les données sur la dalle machine*

Lx =1.50 m	*Ly = 1.65 m*
Surface de la dalle = 2.475 m²	

III.5.2.2 Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

A. Charges réparties :

- Charges permanentes :

Poids de la dalle : G = 0,25 × 25 = 6.25 KN/m²

- Surcharges d'exploitation :

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine : Q = 1 KN/m²

B. Charges concentrée :

- **Charges permanentes :**

Le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs. Sous forme de charge concentrée.

Tableau III.55 *Poids de la machine*

P (KN)						
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
45	35	70	90	125	100	23

$\sum p_i = 488$ KN ; $q = \frac{\sum P_i}{s} = \frac{488}{2.47} = 197.17\ KN/m^2$

- **Surcharges d'exploitation :**

Selon la norme ISO 4190-1 :2010, un ascenseur avec une charge nominale de $Q_T = 6.75$ KN est conçu pour transporter jusqu'à 9 personnes. Cette information est spécifiée dans le « Tableau 1 la page 10 ».

Ce tableau détaille les dimensions standardisées des cabines en fonction de la charge nominale et du nombre de personnes, conformément aux recommandations internationales pour les installations d'ascenseurs.

III.5.2.3 Combinaison de charges :

Tableau III.56 *Combinaisons de charges appliquées sur la dalle machine*

Combinaison	Charges réparties [KN/m²]
ELU	286.25
ELS	211.17

III.5.2.4 Calcul des sollicitations :

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.65} = 0.91$ Donc : La dalle travaillant suivant deux directions.

III.5.2.4.1 Méthode des lignes de rupture :

1. **Evaluation du travail externe à ELU :**

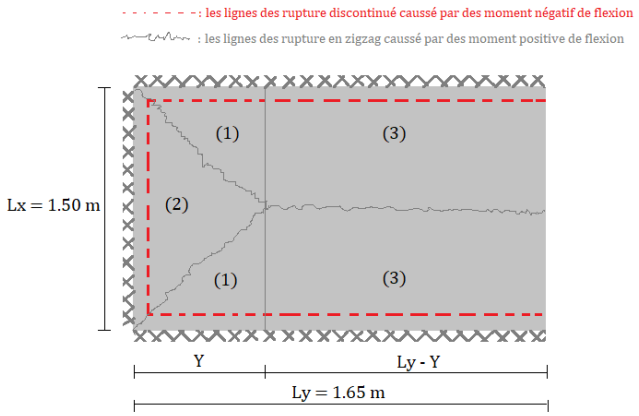


Figure III.46 *Dimensions de la dalle machine*

Le travail externe total sera égale à :

$$\sum T_{Ext} = 2 \times T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2} + 2 \times T_{ext}^{3}$$

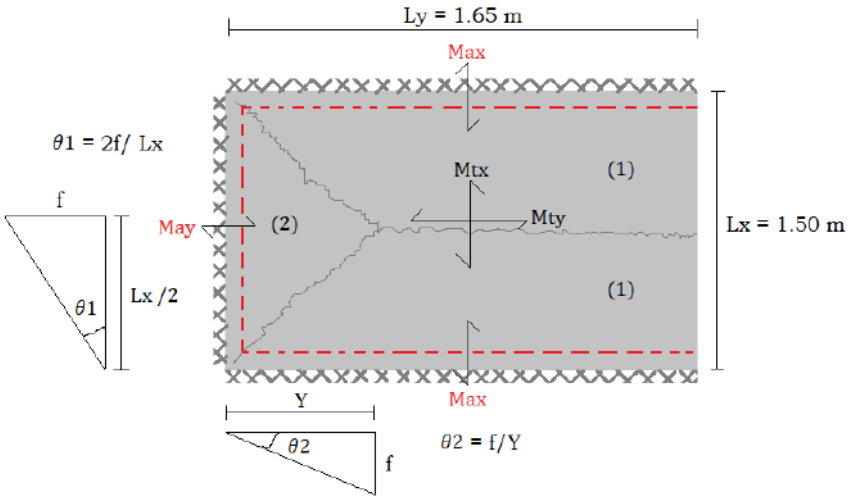
$$T_{ext}1 = q \times \left(\frac{Y \times 0.75}{2} \right) \times \frac{f}{3}$$

$$T_{ext}2 = q \times \left(\frac{L_X}{2} \cdot Y \right) \times \frac{f}{3}$$

$$T_{ext}3 = q \times \left[(L_Y - y) \times \frac{L_X}{2} \right] \times \frac{f}{2}$$

$$\sum T_{Ext} = q \times f \times (-0.25 \cdot Y + 1.38)$$

2-Evaluation du travail interne à ELU :



$$\sum T_{int} = 2 \times T_{int}^{1} + T_{int}^{2}$$

$$T_{int}1 = M^{+}{}_{t} \times 1.65\ \text{m} \times \vartheta_1 + M^{-}{}_{a} \times 1.65\ \text{m} \times \vartheta_1$$

$$T_{int}2 = M^{+}{}_{t} \times 1.50\ \text{m} \times \vartheta_2 + M^{-}{}_{a} \times 1.50\ \text{m} \times \vartheta_2$$

$$\sum T_{int} = M \times f \times \left(\frac{3}{y} + 8.8 \right)$$

3- En appliquant le principe du travail virtuel $T_{ext} = T_{int}$ on aura :

$$\sum T_{Ext} = q \times f \times (-0.25 \cdot Y + 1.38) = \sum T_{int} = M \times f \times \left(\frac{3}{y} + 8.8 \right)$$

Une fois la résolution effectuée, les résultats obtenus sont les suivants :

Y = 1.37 m
$M_U = 0.0944 \times q_{ELU}$
$M_{Tx} = M_{Ty} = 0.094 \times 286.25 = 26.91$ KN.m
$M_{ay} = -0.5 \times M_T = -0.5 \times 26.91 = -13.46$ KN.m
$M_{ax} = -26.91$ KN.m

III.5.2.5 Calcul du ferraillage :

$b = 100\ cm$; $h = 25\ cm$; $c = 2.5\ cm$; $\sigma_b = 14.20\ MPa$; $\sigma_s = 348\ MPa$; FeE400

Tableau III.57 *Résultats de ferraillage à ELU.*

		M (KN.m)	μ	ß	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)	St (cm)	$\overline{St}$ (cm)	$St \leq \overline{St}$ (cm)
M_t x et y	En travées	26.91	0.038	0.981	3.51	2.5	5 HA10 = 3.93	20	33	C.V
M_{ay}	En appuis	-13.46	0.019	0.990	1.74	2.5	5 HA 8 = 2.51	20	33	C.V
M_{ax}	En appuis	-26.91	0.038	0.981	3.51	2.5	5 HA10 = 3.93	20	33	C.V

- **A L'ELS par la méthode forfaitaire :**

Tableau III.58 *Les efforts internes à ELS*

ETAT LIMITE DE SERVICE	
$M_x = \mu_x P_s L_x^2$ $M_x = \mu_y \times M_x$	
$q_{service} = 211.17$ KN/m2	
$\rho = 0.91$	$\mu_x = 0.0518$ $\mu_y = 0.8646$
$M_x = 0.0518 \times 211.17 \times (1.50)^2 = 24.61$ KN.m $M_y = 0.8646 \times 24.61 = 21.28$ KN.m	
$M_{tx} = 0.75 \times 24.61 = 18.46$ KN.m $M_{ty} = 0.75 \times 21.28 = 15.96$ KN.m $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 24.61 = -12.31$ KN.m	

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau III.59 *Vérification des contraintes à l'ELS.*

	M (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travées	18.46	3.93	4.59	22132.69	3.83	15	CV
En Appuis	-12.31	2.51	3.76	14994.12	3.08	15	CV

III.5.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement :

Tableau III.60 Vérification de contrainte de cisaillement.

T_u	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
147.60 KN	0.66 MPA	1.25 MPA	C.V

III.5.2.7 Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{150} = 0.167 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{18.46}{20\ x\ 24.61} = 0.038$ ……CV

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.93}{100\ x\ 22.5} = 0.0017 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$……..……..…….. CV

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; le calcul exact de la flèche n'est pas nécessaire.

- **La flèche est pleinement satisfaite.**

III.5.2.8 Vérification de non poinçonnement :

Lorsque la charge sur une dalle est concentrée sur une petite surface, cela provoque un poinçonnement qui entraîne une pression excessive sur le béton en dessous. Cela peut entraîner une déformation permanente ou même la rupture de la dalle. La caractéristique principale de ce phénomène est la formation d'un cône tronqué de poinçonnement, habituellement incliné par rapport au plan de la dalle.

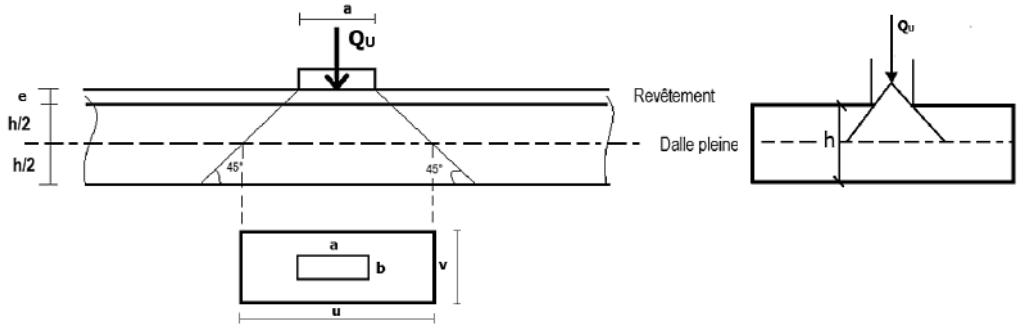


Figure.III.47 Vérification de non poinçonnement.

$$Q_U \leq 0.045 \times U_c \times \frac{h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- $Q_{ultime} = 1.35 \times (P_{max}) = 1.35 \times 125 =$ **168.75 KN**
- **P** = Max (P1 ; P2 ; P3 ; P4 ; **P5** ; P6 ; P7) = P5 ; P_{max} **= 125 KN.**
- **Uc** = 2 × (U+V) ; **Uc** = 2a + 2b + 4h + 8e ; (a = b = e = 0)
- On obtient : **Uc** = 4 × h = **100 cm.**

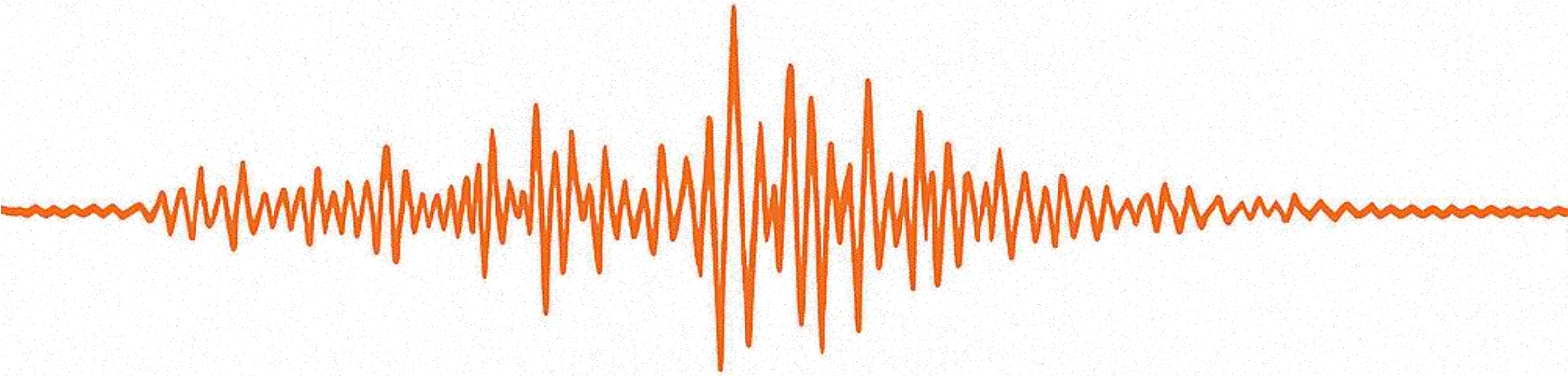
AN :

$$Q_U = 168.75\ KN \leq 0.045 \times 1000 \times \frac{250 \times 25}{1.5} = 187.50\ KN$$

La condition est pleinement satisfaite.

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE



RPA 2024

IV. Introduction :

Les tremblements de terre sont une menace majeure pour les zones urbanisées en raison de leur potentiel destructeur. L'imprévisibilité de ces événements rend indispensable la création de structures capables de résister aux secousses sismiques, avec pour objectif principal la protection des vies humaines.

La construction parasismique est une réponse à ce défi, se fondant sur une analyse dynamique des bâtiments soumis aux forces sismiques. Cette approche vise à garantir une sécurité acceptable dans les zones à risque.

IV.1 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de cette étude dynamique est d'analyser le comportement de la structure soumise à des sollicitations dynamiques telles que les séismes ou les vibrations induites par l'environnement. Cette analyse permet d'évaluer la réponse vibratoire du bâtiment, d'identifier les modes propres, et de vérifier la stabilité ainsi que la sécurité de l'ouvrage face aux actions dynamiques. Elle vise également à proposer des solutions d'amélioration ou d'adaptation si nécessaire.

IV.2 MODELISATION DE LA STRUCTURE :

L'analyse dynamique est effectuée grâce au logiciel Robot Structural Analysis Professional 2023, sur un modèle tridimensionnel de la structure composé de neuf niveaux (un sous-sol, un rez-de-chaussée et sept étages), avec une fixation rigide à sa base. Les voiles sont positionnés de manière stratégique pour respecter les exigences de la RPA 2024, assurant ainsi la stabilité globale de l'ouvrage.

- La participation massique des charges est donnée comme suit :

- $\mathbf{W = W_G + \Psi W_Q}$

Avec :

W : Poids sismique total du bâtiment.

W_G : regroupe les charges permanentes liées à la structure elle-même, ainsi qu'aux équipements fixes éventuellement présents, dès lors qu'ils sont solidaires de la structure."

W_Q : Charge d'exploitation.

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Et donne au [Tableau 4.2 RPA 2024 page 80].

Pour notre structure on a : « Bâtiments d'habitation Ψ = 0.3 ».

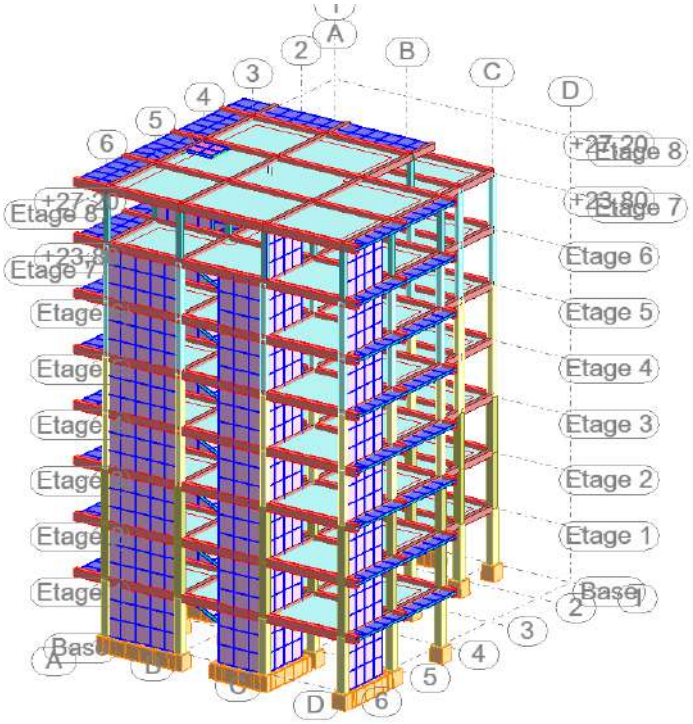


Figure IV.1 *Modélisation 3D revue de la structure*

IV.3. Caractéristiques géométriques liées à l'analyse sismique :

Il est crucial d'identifier les caractéristiques géométriques dans le cadre de l'analyse dynamique des structures pour comprendre comment elles réagissent aux actions sismiques. Le déterminément du **centre de masse** et du **centre de rigidité** est essentiel pour prévenir les effets indésirables, tels que le mouvement de rotation de la structure pendant un séisme.

IV.3.1. Centre de masse :

Le centre de masse d'un bâtiment est le point où toutes les masses (comme les planchers, les murs en maçonnerie, les escaliers, les voiles, les poutres et les poteaux) peuvent être considérées **comme concentrées**. Il est calculé à chaque niveau de la structure, en tenant compte de la répartition des masses qui influe sur la stabilité globale du bâtiment.

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.3.2. Centre de rigidité :

Le centre de rigidité représente le point d'application résultant de l'ensemble des rigidités latérales des éléments porteurs (voiles, l'ossature, murs, etc.). Il dépend de la configuration géométrique et des propriétés

mécaniques des éléments résistants aux efforts horizontaux. Lorsque le centre de masse et le centre de rigidité ne coïncident pas, un couple de torsion peut apparaître sous l'effet sismique, ce qui peut engendrer une rotation du bâtiment. D'où l'importance d'optimiser leur position relative pour limiter ou éliminer ces effets.

$$X_R = \frac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}} \quad ; \quad Y_R = \frac{\sum I_{Xi} * Y_i}{\sum I_{Xi}}$$

I_{Xi} et I_{Yi} : Les inerties selon les axes x et y pour chaque composant de contreventement, qu'il s'agisse des poteaux ou des voiles.

X_i et Y_i **:** Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

IV.4 Résultats obtenus sans voiles (structure auto stable) :

Cette partie présente les résultats obtenus pour une structure dépourvue de voiles, mettant en évidence son instabilité en termes de centre de masse.

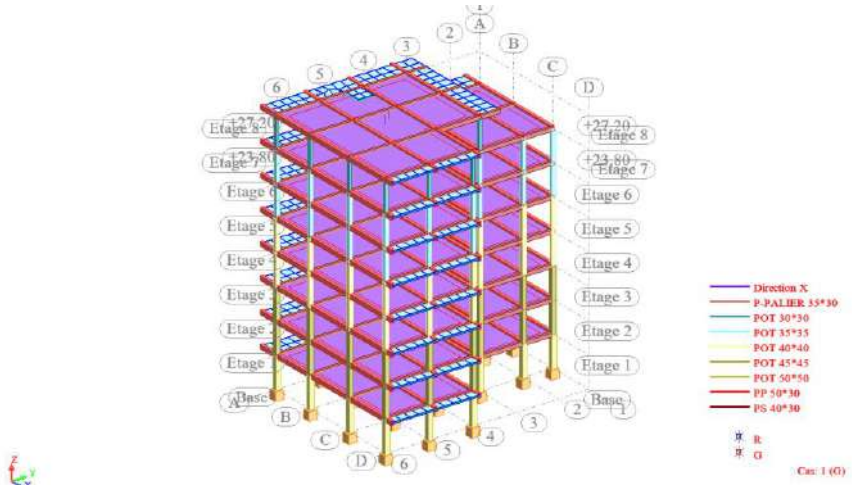


Figure IV.2 *Modélisation 3D revue de la structure auto stable.*

Tableau IV.1 *Calcul de l'excentricité de la structure auto stable*

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex_0 [m]	ey_0 [m]	ex_1 [m]	ey_1 [m]
G/ RDC	RDC	574102,42	5,91 10,59 2,76	5,64 10,72 2,76	0,27	0,13	0,99	1,13
G/ 1	Etage 1	561375,65	5,94 10,50 6,23	5,29 10,68 6,23	0,65	0,18	0,99	1,13
G/ 2	Etage 2	561375,65	5,94 10,50 9,63	5,29 10,68 9,63	0,65	0,18	0,99	1,13
G/ 3	Etage 3	546194,87	5,91 10,49 13,10	4,90 10,62 13,10	1,01	0,12	0,99	1,13
G/ 4	Etage 4	555021,74	5,99 10,40 16,50	4,90 10,62 16,50	1,09	0,21	0,99	1,13
G/ 5	Etage 5	532800,07	5,89 10,49 19,97	4,50 10,51 19,97	1,38	0,02	0,99	1,13
G/ 6	Etage 6	532800,07	5,89 10,49 23,37	4,50 10,51 23,37	1,38	0,02	0,99	1,13
G/ 7	Etage 7	392539,12	6,42 7,67 26,96	7,14 6,78 26,96	0,72	0,89	0,99	0,83

- ex_0 et ey_0 : Excentricité naturelle structurale distance entre CM et CR suivante x et y.

- ex_1 et ey_1 : Excentricité accidentelle additionnelle $ex_1 = \pm 0{,}05L_x$, $ey_1 = \pm 0{,}05L_y$ valeur forfaitaire pour tenir compte des incertitudes selon « Art 4.2.7 page 82 RPA 2024 ».

Tableau IV.2 *Période propre et distribution des masses modales et cumulées selon les directions X et Y*

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
Modale/ 1	1,51	5,82	52,44	5,82	52,44
Modale / 2	1,4	46,27	18,31	52,09	70,75
Modale / 3	1,22	23,95	5,73	76,04	76,48
Modale / 4	0,55	1,66	5,89	77,69	82,37
Modale / 5	0,51	5,85	3,82	83,54	86,19
Modale / 6	0,44	2,87	0,75	86,41	86,94
Modale / 7	0,36	2,56	0,24	88,96	87,18
Modale / 8	0,33	0,27	3,74	89,24	90,92
Modale / 9	0,28	1,49	0,06	90,72	90,98
Modale / 10	0,25	1,82	0,14	92,54	91,12

- **Interprétation Générale :**

Les trois premiers modes dominent la réponse dynamique de la structure, capturant plus de 75% de la masse participante dans les deux directions (UX et UY). Cela indique que le modèle est bien représenté par ces modes initiaux.

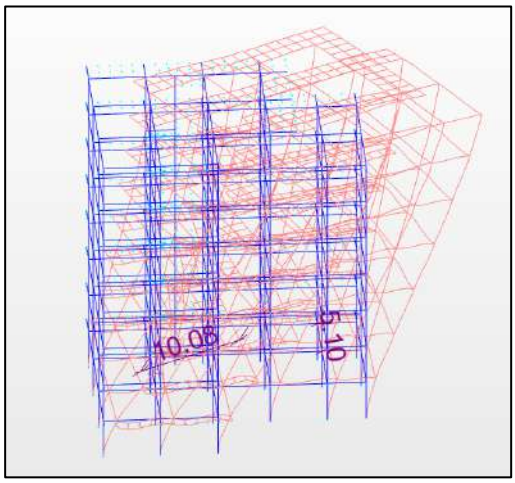
- **Mode 1 (1.51 s) : Translation dominante en UY et peu de torsion**

  Masse modale UY = 52.44%

  Masse modale UX = 5.82%

  Ce mode est principalement une translation selon l'axe Y.

  La faible participation en UX suggère qu'il y a peu de torsion associée à ce mode.

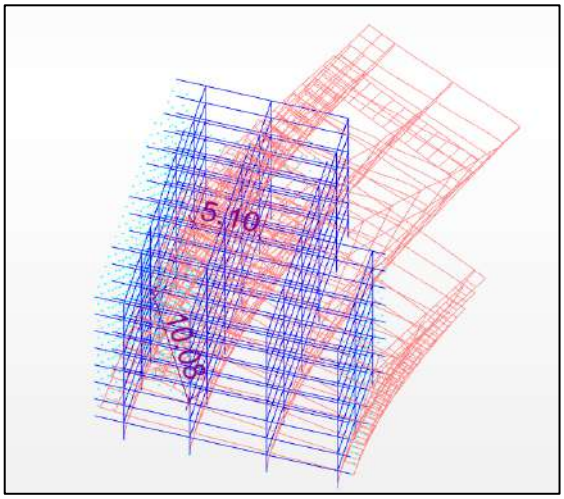


- **Mode 2 (1.4 s) : torsion partielle**

  Masse modale UX = 46.27%

  Masse modale UY = 18.31%

  Ce mode est une translation dominante selon l'axe X. La participation non négligeable en UY indiquer un léger couplage translation-torsion,

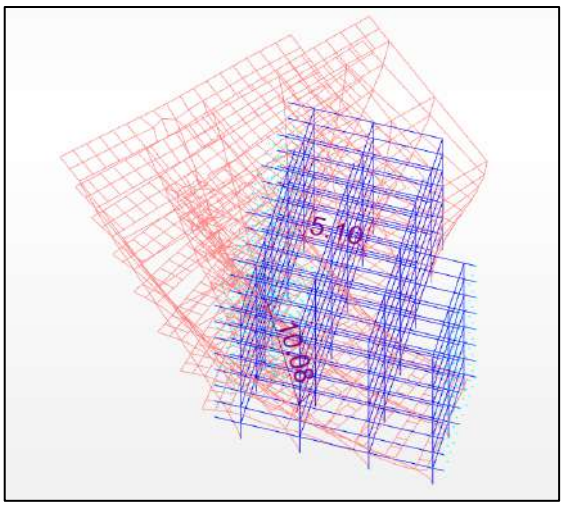


- **Mode 3 (1.22 s) : Torsion**

  Masse modale UX = 23.95%

  Masse modale UY = 5.73%

  Ce mode est exclusivement lié à un mouvement de torsion.



Résultats obtenus :

Selon les résultats de l'analyse modale, la structure montre **une grande flexibilité**, avec une période fondamentale de 1,51 sec et une forte participation en translation, particulièrement dans la direction transversale (UY) ce qui reflète une rigidité réduite dans ce sens. Cette souplesse est due à l'absence de voiles dans cette conception de la structure auto-stable.

Recommandations techniques pour la structure :

- Renforcement de la rigidité latérale : par des voiles
- Amélioration du comportement sismique :

  Le coefficient de comportement (R) doit être choisi avec précaution, car les structures de type poteaux-poutres seules ont généralement un R plus faible que les structures avec voiles.

IV.5. Résultats obtenus avec des voiles :

Cette section présente les résultats structuraux obtenus avec l'ajout de voiles, mettant en évidence une amélioration significative de la rigidité globale.

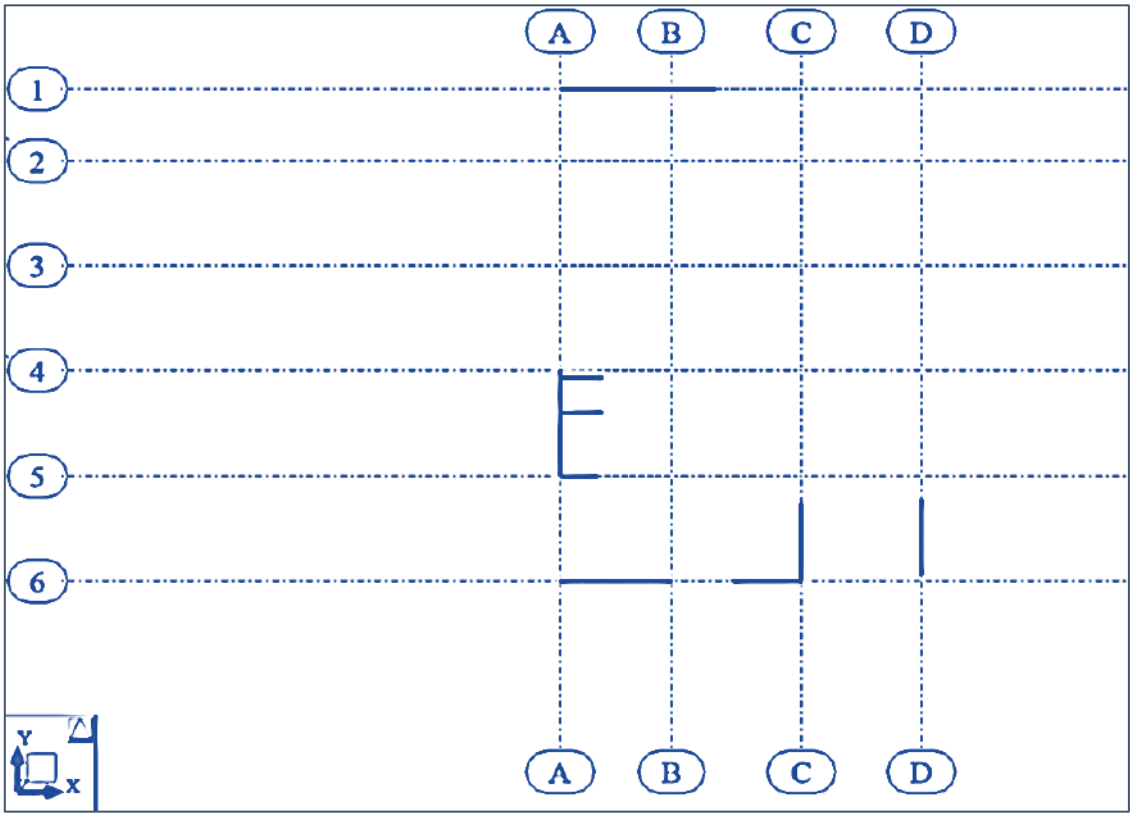


Figure IV.3 *Disposition des voiles en plan.*

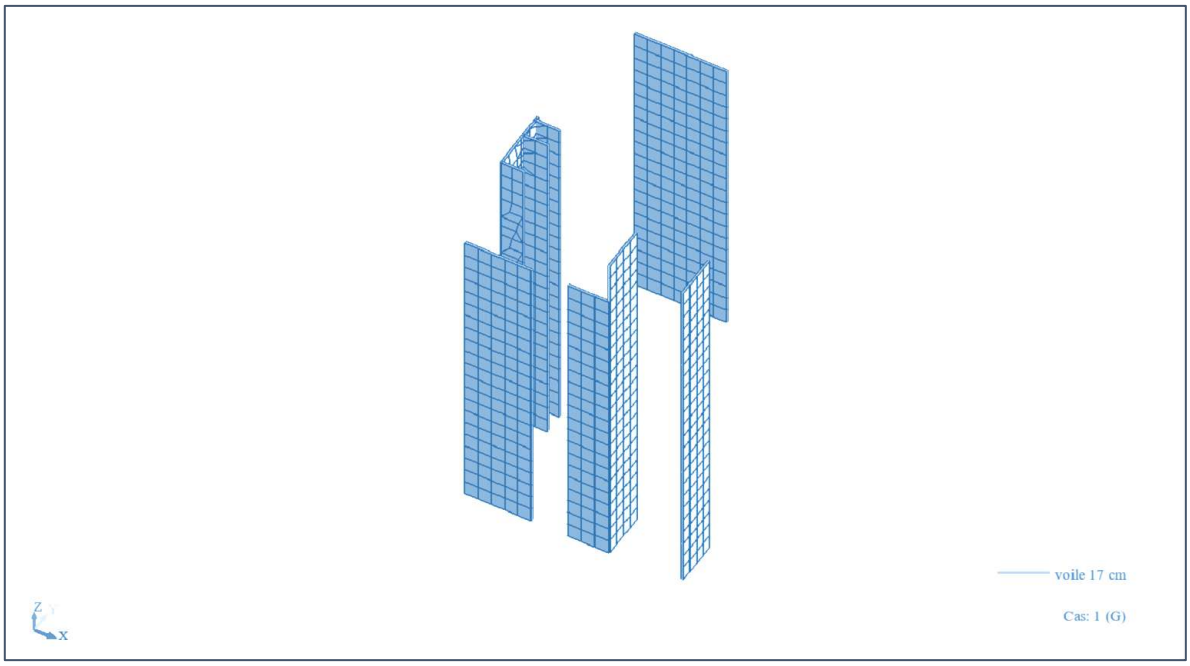


Figure IV.4 *Disposition des voiles en 3D.*

a) Excentricité :

Tableau IV.3 *Calcul du centre de Masse.*

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
G/ RDC	RDC	668830,47	5,81 10,17 2,49	5,95 10,25 2,49	0,14	0,08	0,99	1,13
G/ 1	Etage 1	656103,7	5,83 10,08 5,93	5,94 10,24 5,93	0,11	0,16	0,99	1,13
G/ 2	Etage 2	656103,7	5,83 10,08 9,33	5,94 10,24 9,33	0,11	0,16	0,99	1,13
G/ 3	Etage 3	640922,92	5,81 10,07 12,77	5,94 10,24 12,77	0,13	0,18	0,99	1,13
G/ 4	Etage 4	649749,79	5,87 10,00 16,17	5,94 10,24 16,17	0,06	0,25	0,99	1,13
G/ 5	Etage 5	627528,12	5,78 10,05 19,60	5,94 10,24 19,60	0,15	0,19	0,99	1,13
G/ 6	Etage 6	627528,12	5,78 10,05 23,00	5,94 10,24 23,00	0,15	0,19	0,99	1,13
G/ 7	Etage 7	442881,47	6,36 7,38 26,63	5,97 7,47 26,63	0,39	0,09	0,99	0,83

On indique qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la combinaison des forces horizontales démontre une excentricité par rapport au centre de torsion qui est comparable à la plus grande entre les deux valeurs suivantes :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

a.1) Excentricité théorique :

$$\begin{cases} ex_0 = |X_G - X_R| \\ ey_0 = |Y_G - Y_R| \end{cases}$$

a.1) Excentricité accidentelle :

L'augmentation de l'effort tranchant, provoquée par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité, doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs causés par la torsion peuvent être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, il est supposé qu'à chaque niveau et dans chaque direction de calcul, la résultante des forces horizontales a une excentricité, par rapport au centre de torsion, égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} ex_1 = 5\% \times L_x \\ ey_1 = 5\% \times L_y \end{cases}$$ *……4.2.7 Effet de la torsion d'axe vertical RPA 2024 page 82*

À partir des tableaux précédents, extraits du logiciel Robot Structural Analysis, nous avons obtenu les résultats suivants :

- $\begin{cases} Suivant\ l'axe\ X \ \rightarrow \ ex_1 = 0.99\ m > ex_0 = 0.39\ m \\ Suivant\ l'axe\ Y \ \rightarrow \ ey_1 = 1.13\ m > ey_0 = 0.25\ m \end{cases} \rightarrow e_1 = 1.13\ m$

$e_{réel} = MAX\ (\ 0.39\ ,0.25\ ) = 0.39\ m$

$e_{max} = MAX\ (\ e_a, e_{réel}\ ) = (\ 1.13\ ,0.39\ ) = 1.13\ m$

Le choix de la valeur la plus grande parmi celles-ci est effectué pour l'utilisation dans les calculs sismiques, car elle représente la situation critique à laquelle un bâtiment pourrait être confronté dans la réalité (en raison d'une exécution irrégulière et d'une distribution non idéale des charges).

En résumé, cela garantit que la conception supporte le pire scénario possible.

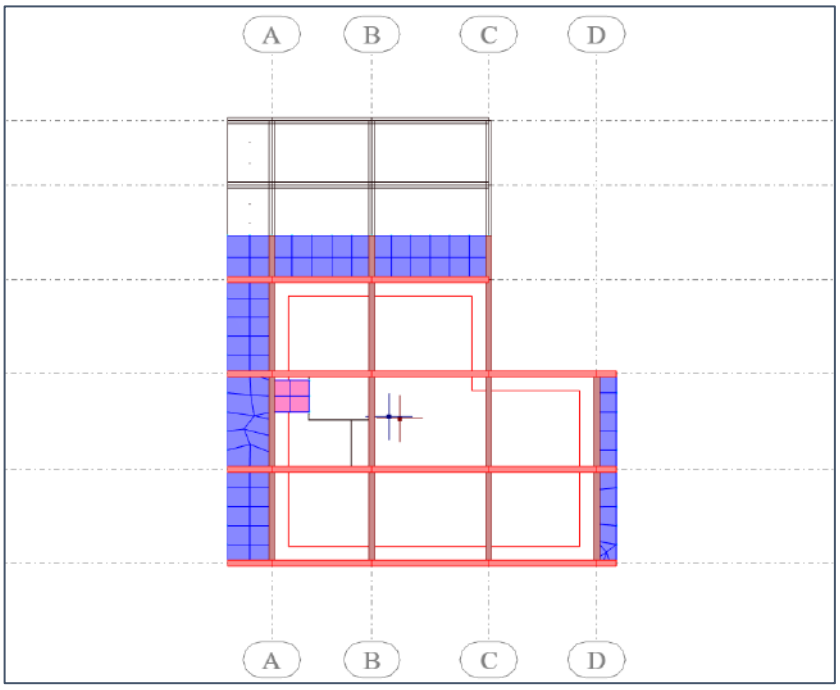


Figure. IV.5 *CM et CR de dernière étage (attique)*

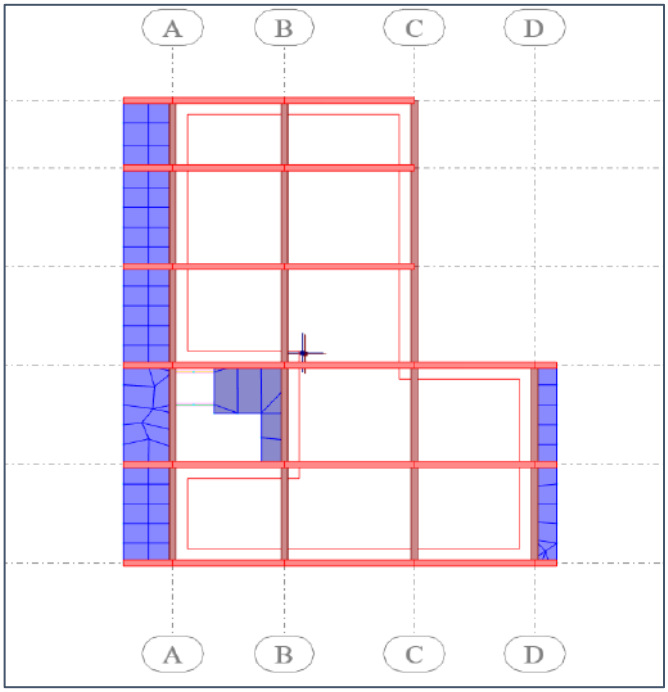


Figure. IV.6 *CM et CR de l'étage4^{éme}*

IV.6 Calcul de la période fondamentale « T_0 » :

La période fondamentale (T_0) correspond à la durée nécessaire à un bâtiment pour effectuer un cycle complet d'oscillation lorsqu'il vibre naturellement dans son mode de vibration le plus basique, connu sous le nom de mode fondamental.

Art 4.2.4 Estimation de la période fondamentale RPA 2024 Page 80

- La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ($T_{Empirique}$) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques ($T_{calcule}$).
- La formule empirique a utilisé selon les cas est la suivante :

$$T_{empirique} = C_T.\ (h_N)^{3/4}$$

avec:

- $T_{empirique}$ [unité en s] : période fondamentale.
- h_N [unité en m] : Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par ***Tab 4.3.*** *Valeurs du coefficient CT page 80*

Tableau IV.4 *Calcul* $T_{Empirique}$.

$\mathbf{T_{empirique} = C_T . (h_N)^{3/4}}$	
$h_N = 32.60$ m	$T_{empirique} = 0.682$ sec
$\mathbf{C_T = 0.050}$	

IV.7 Nombre de modes à considérer : L'article 4.3.3 du RPA 2024 : page 83

Lors d'une analyse modale (analyse dynamique), il est obligatoire de prendre en compte un certain nombre de modes propres de vibration pour s'assurer que la structure est bien modélisée sous l'effet sismique.

- **Conditions à respecter :**

a) Modes de translation (dans les deux directions X et Y) :

On doit retenir assez de modes pour que :

- La somme des masses modales effectives (accumulée sur les modes retenus)

  Soit ≥ 90% de la masse totale de la structure.

C'est-à-dire : on cumule les masses modales pour chaque mode jusqu'à atteindre 90 % de la masse totale.

OÙ

- Tous les modes ayant **une masse modale > 5%** de la masse totale doivent être inclus.

  Ces modes ont une influence significative sur le comportement sismique
- **Minimum requis : 03 modes dans chaque direction (X et Y, Z).**

b) Si les conditions a) ne sont pas satisfaites :

Présence de torsion importante : On applique cette formule minimale :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \qquad \text{Et} \qquad T_k \leq 0.2s$$

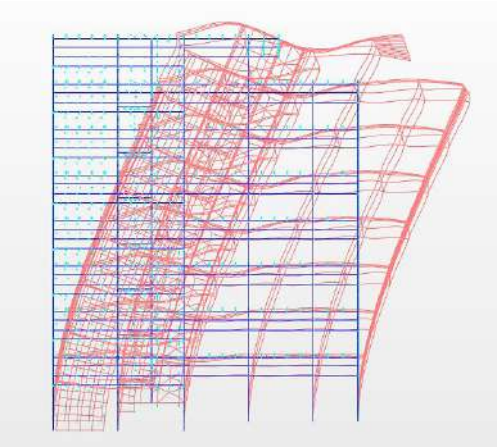
- **k** : nombre de modes à considérer
- **N** : nombre d'étages (au-dessus du sol)
- T_k : période du mode k

Tableau IV.5 *Période propre et distribution des masses modales et cumulées selon les directions X et Y*

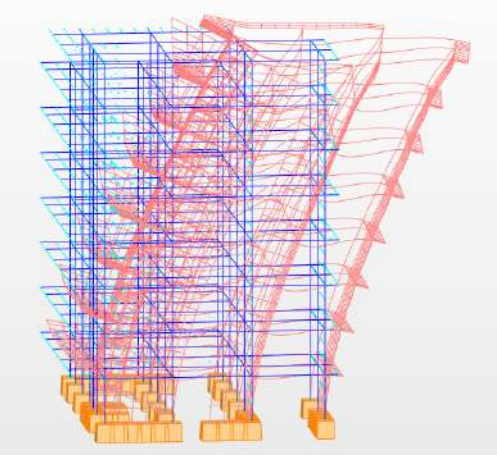
Cas / Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse modale effective UX (%)	Masse Modale UY [%]	Masse modale effective UX (%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
Modale / 1	0,69	0,42	< 5%	66,88	> 5%	0,42	66,88
Modale / 2	0,57	65,76	> 5%	0,47	< 5%	66,18	67,35
Modale / 3	0,42	0,36	< 5%	0,15	< 5%	66,54	67,51
Modale / 4	0,18	1,93	< 5%	17,06	> 5%	68,47	84,57
Modale / 5	0,16	12,4	> 5%	2,64	< 5%	80,87	87,21
Modale / 6	0,11	0,48	< 5%	0,26	< 5%	81,35	87,46
Modale / 7	0,1	4,16	< 5%	1,19	< 5%	85,5	88,66
Modale / 8	0,09	4,1	< 5%	0,14	< 5%	89,6	88,8
Modale / 9	0,09	0,46	< 5%	0,65	< 5%	90,07	89,45
Modale / 10	0,09	0,06	< 5%	0,59	< 5%	90,12	90,04

Commentaire sur les résultats :

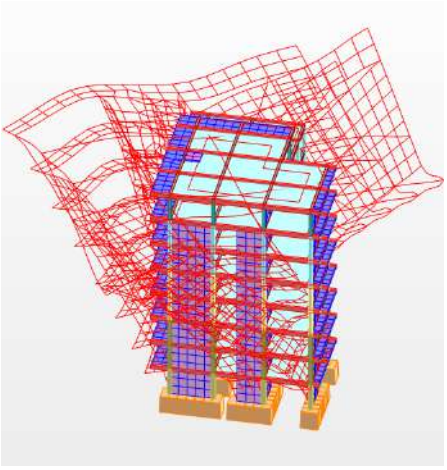
- Les conditions de cumul des masses modales ≥ 90 % sont respectées dans les deux directions.
- Tous les modes ayant une masse modale > 5 % sont inclus.
- Les autres modes ont une contribution très faible (< 5 %), mais ils sont tout de même inclus pour atteindre le seuil de 90 % cumulé.
- Le tableau présente 10 modes, donc ce critère est largement respecté.



MODE 01 : TRANSLATION SUIVANTE L'AXE Y



MODE 02 : TRANSLATION SUIVANTE L'AXE X



MODE 03 : TORSION Rotation autour de l'axe vertical Z.

Conclusion :

L'analyse comparative entre une structure auto-stable et une structure mixte (portique + voile) démontre l'impact direct de la conception structurale sur le comportement dynamique. Une structure présentant une courte période fondamentale (0,69 s) indique une rigidité suffisante, ainsi qu'une période plus étendue (1,51 s) signifie une souplesse excessive, généralement provoquée par l'absence de voiles. Il s'ensuit que l'installation de systèmes de contreventement appropriés est essentielle pour assurer une réponse convenable en cas de séisme et limiter les déplacements latéraux.

IV.8. Choix de la méthode de calcul : *Art 4.1 Rpa 2024 page 77*

IV.8.1. Introduction :

Le choix de la méthode sismique dépend de la complexité de la structure, de la zone sismique et des exigences normatives.

- On utilise généralement trois méthodes :

  Méthode statique équivalente.

  Méthode dynamique modale spectrale.

  Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.8.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment étudie satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation :

Avec une hauteur au plus égale a 65m dans les zones (I et II ; III)

et à 32 m en zones (IV, V et VI).

b. Autorise l'utilisation de la méthode statique équivalente même pour des bâtiments irréguliers, mais sous certaines conditions strictes.

C'est-à-dire : bâtiments irréguliers + respecter les hauteurs limites fixées selon la zone + conditions supplémentaires Tab 4.1 page 78

Résultats :

Alors, dans notre projet, les conditions d'applications de la méthode Statique équivalent ne sont pas satisfaites satisfait, alors on utilise la méthode Modal Spectral. Mais, on utilise la méthode Statique équivalent pour vérifier l'effort tranchant à la base.

IV.8.3. Méthode d'analyse modale spectrale : *Art 4.3 Rpa 2024 page 82*

A. Principe : *Art 4.3.1 Rpa 2024 page 82*

- Analyse en modes vibratoires : l'étude du comportement structurel se fait à travers plusieurs modes de vibration (formes de déformation propres).
- Calcul des effets sismiques par mode : on identifiera l'impact maximal des forces sismiques pour chaque mode en appliquant un spectre de réponse (se consulter au § 3.3.3).
- Combinaison des effets modaux : les effets déterminés pour chaque mode sont par la suite combinés de façon mathématique (généralement via la méthode SRSS ou CQC) afin d'obtenir la réaction globale de la structure.
- Cette approche considère l'interaction entre les différents modes et offre une vision plus claire du comportement dynamique de la structure.

B. Modélisation : *Art 4.3.2 Rpa 2024 page 82*

Structures irrégulières à planchers rigides :

Modélisation 3D obligatoire pour capter les effets de torsion.

3 DDL par plancher (2 translations + rotation verticale).

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT STRUCTURELLE ANALYSIS 2023 est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide.

IV.8.4. SPECTRE DE REPONSE HORIZONTALE DE CALCUL :

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacite d'une structure a dissiper l'Energie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport a celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénomme coefficient de comportement de la structure, R, ainsi que d'un facteur de pondération dénomme facteur de qualité, Q_F.

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{\boldsymbol{S_{ad}}}{\boldsymbol{g}}(\mathbf{T}) = \begin{cases} A.I.S\left[\frac{2}{3}+\frac{T}{T_1}(2.5\times\frac{Q_F}{R}-\frac{2}{3}\right] & ,Si\ 0\le T\le T_1 \\ A.I.S\left[2.5\times\frac{Q_F}{R}\right] & ,Si\ T_1\le T\le T_2 \\ A.I.S\left[2.5\times\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right] & ,Si\ T_2\le T\le T_3 \\ A.I.S\left[2.5\times\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2.T_3}{T^2}\right] & ,Si\ T_2\le T\le 4\ s \end{cases}$$

Remarque. _ Les valeurs du spectre de calcul ne doivent en aucun cas être inférieures à 0,2. A.g.

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}$ (T) : spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g.

A : coefficient d'accélération. *(Tab 3.3 RPA 2024 page 51)*

I : coefficient d'importance. *(Tab 3.11 RPA 2024 page 61)*

S : coefficient de site. *(Tab 3.4 ou Tab 3.5 RPA 2024 page 53)*

R : coefficient de comportement de la structure. *(Cf. § 3.6, Tableau (3. 18)RPA 2024 Page 69).*

Q_F : facteur de qualité *(cf. § 3.8 Tab 3.19 RPA 2024 page 72).*

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul :

Est donné par (Eqn.3.16, RPA 2024 page 57) *Voir aussi Art 5.2.2 Composante verticale de l'action sismique RPA 2024 Page 88*

Ce spectre vertical est utilisé uniquement dans certains cas particuliers, principalement tel que :

- Pour le dimensionnement des éléments sensibles aux effets verticaux dynamiques, comme :
  - Elément de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15.00 m de portée ou plus.
  - Éléments de structure horizontaux, ou presque horizontaux, en console de plus de 2,00 m de longueur.
  - Éléments précontraintes horizontaux ou presque horizontaux
  - Poutre supportant des poteaux (support poids de ce poteaux).
  - Structures sur appuis parasismiques.

Remarque. _ Le calcul du spectre sismique vertical est appliqué uniquement aux éléments mentionnés, et non à l'ensemble des éléments. L

Plus que la 2^{éme} condition dépend de groupe d'importance et la zone sismique tel que :

- Dans les zones sismiques I, II et III, le spectre sismique vertical n'est pas pris en compte dans le calcul, même si la structure contient les éléments mentionnés précédemment.
  (Même les combinaisons verticales ne sont pas prises en compte dans le calcul)
- Dans la zone sismique IV, la combinaison verticale avec le spectre sismique vertical est prise en compte dans le groupe d'importance 1A.
- Dans la zone sismique V, la combinaison verticale avec le spectre sismique vertical est prise en compte dans le groupe d'importance 1A et 1B.
- Dans la zone sismique VI, la combinaison verticale avec le spectre sismique vertical est prise en compte dans le groupe d'importance 1A et 1B et 2.

Remarque. _ Il est nécessaire que les deux conditions, la première et la deuxième, soient satisfaites simultanément pour pouvoir intégrer la combinaison sismique verticale et le spectre sismique vertical dans les calculs. Si l'une des deux conditions n'est pas remplie, il n'est pas possible d'introduire le spectre sismique vertical ni la combinaison sismique verticale."

- **Conclusion :**

Dans notre cas le spectre sismique verticale et les combinaisons sismiques verticales ne sont pas pris en compte dans les calculs, même si le bâtiment est situé en zone sismique VI et appartient au groupe d'importance II, car la première condition n'est pas satisfaite.

Application numérique de spectre de réponse horizontale de calcul :

- Classification de la zone sismique : **« A »** *Tab 3.3 RPA 2024 page 51*

Zone	Sismicité	A
VI	Elevée	**0.30**

- Classification de site : **« S »** *Tab 3.4 ou Tab 3.5 RPA 2024 page 53*

Catégorie	Type 01 : S (IV ; V ; VI)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
S_2	1.20	0.10	0.50	2.0

- Groupe d'importance : **« I »**

Coefficient d'importance	Groupe d'importance			
	1A	1B	**2**	3
I	1.40	1.20	**1**	0.80

- Coefficient de comportement de la structure : **« R »** *Tableau 3.18 RPA 2024 Page 69*

Dans une structure mixte composée d'un portique et d'un voile, le coefficient de comportement R peut être estimé en fonction de la rigidité et de la capacité de dissipation d'énergie des deux systèmes. Ce choix préliminaire est ajusté une fois les détails du système finalisés. Toutefois, après avoir déterminé l'effort tranchant à la base, il est essentiel de déduire le type exact de système, car cette information influencera les choix de conception et les calculs structurels à suivre.

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
4	Système a contreventement mixte, équivalent a des voiles	4.5^b

- Coefficient de comportement de la structure : « **Q_F** » *cf. § 3.8 Tab 3.19 RPA 2024 page 72.*

Le facteur de qualité Q_F est un coefficient utilisé en génie parasismique pour exprimer la capacité d'une structure à décharger l'énergie sismique par des déformations plastiques acceptables, toutefois en évitant l'effondrement. Cela permet de diminuer les forces sismiques de calcul comparativement aux forces élastiques théoriques, en considérant le comportement ductile et la redondance structurelle.
Q_F joue le même rôle que le coefficient de comportement R.

- La formule suivante détermine sa valeur :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

P_q : est une pondération associée à chaque critère de qualité vérifié.
Les critères sont répartis en trois catégories : *mentionnée dans Art 3.8 RPA 2024 page 72*

Catégorie (a) :

Régularité en plan.
Régularité en élévation.
La structure doit comporter au minimum deux niveaux.
Selon chacune des deux directions horizontales, au minimum trois (03) travées.

Catégorie (b) :

Régularité en plan.
Régularité en élévation.
Redondance en plan (au moins deux files de voiles par direction).

- (Catégorie c) : Si aucun critère n'est respecté, Q_F est pris égal à 1.

Le commentaire mentionné dans RPA page 72 qui énonce que :
Précise que les irrégularités, en plan et en élévation, augmentent les risques de concentrations d'efforts et diminuent la ductilité globale. Par conséquent, Q_F modifie R en fonction de la régularité et de la redondance de la structure.

a) **Régularité en plan :** *art 3.7.1.a RPA 2024 page 70*

1ére condition : Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Donc : 1ére condition est vérifiée

2éme condition : A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, les excentricités structurales e_{ox} et e_{oy} doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.3r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases} \text{ ET } \begin{cases} e_{0y} \leq 0.3r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases}$$

e_{0x} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravite mesurée suivant la direction x.

e_{0y} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y.

r_x et r_y: étant, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y.

l_s : étant le rayon de giration massique du plancher en plan.

Tableau IV.6 *vérifications les excentricités structurales e_{ox} et e_{oy}*

e_{x0} [m]	e_{y0} [m]	r_x [m]	r_y [m]	0,3rx [m]	0,3ry [m]	l_s [m]	$e_{x0} \leq 0,3rx$	$e_{y0} \leq 0,3ry$	$r_x \geq ls$	$r_y \geq ls$
0,14	0,08	14,68	11,81	4,40	3,54	9,12	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
0,11	0,16	14,81	11,98	4,44	3,59	9,19	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
0,11	0,16	14,75	12,00	4,43	3,60	9,19	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
0,13	0,18	14,76	12,00	4,43	3,60	9,19	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
0,06	0,25	14,73	11,99	4,42	3,60	9,17	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
0,15	0,19	14,72	11,98	4,42	3,59	9,19	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
0,15	0,19	14,70	11,98	4,41	3,59	9,19	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
0,39	0,09	14,46	12,05	4,34	3,62	7,64	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Donc : la 2éme condition est vérifiée

3éme condition : La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4 :

$$\frac{L_X}{L_Y} \leq 4 \qquad \text{AN :} \qquad \frac{L_X = 17.00}{L_Y = 23.00} = 0.74 \leq 4 \text{ condition est vérifie}$$

$$\frac{L_Y}{L_X} \leq 4 \qquad \text{AN :} \qquad \frac{L_Y = 17.00}{L_X = 23.00} = 1.35 \leq 4 \text{ condition est vérifie}$$

Plus que : La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiments dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (C_f. Figure 3.8).

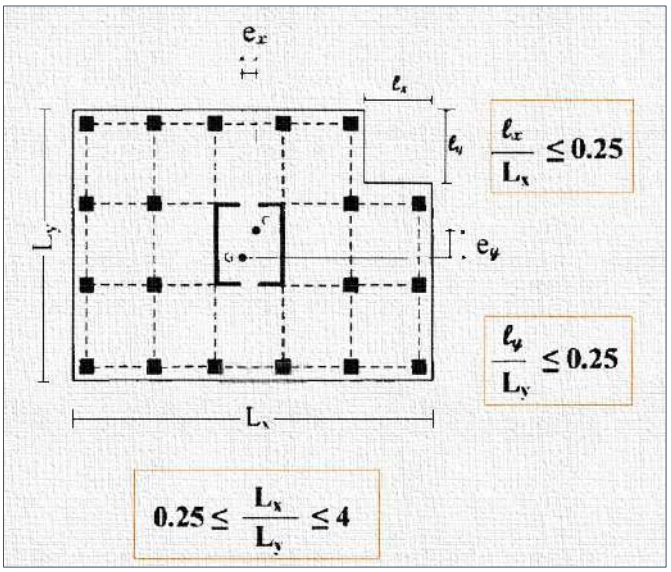


Figure. IV.6 *Limites des décrochements en plan*

- $\frac{l_x}{L_X} \leq 0.25 \quad \frac{5.50}{17.00} = 0.323 \leq 0.25$ La condition n'est pas vérifiée.
- $\frac{l_y}{L_Y} \leq 0.25 \quad \frac{12.90}{23.00} = 0.56 \leq 0.25$ La condition n'est pas vérifiée.
- $0.25 \leq \frac{L_X}{L_Y} \leq 4 \;\; / \;\; 0.25 \leq \frac{L_Y}{L_X} \leq 4$
- $0.25 \leq \frac{17}{23} = 0.74 \leq 4 \;\; / 0.25 \leq \frac{23}{17} = 1.35 \leq 4$ La condition est vérifiée.

4éme condition : Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considères comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inferieure a 15% de celle de ce dernier

$$S_{ouverture} = 4.85 \times 5.10 = 24.74\, m^2 \;\; / \;\; S_{totale}\,(plus\ défavorable\ attique) = 239.15\, m^2$$

$$\sum S_{ouverture} \leq 15\,\% S_{totale}$$

$$S_{ouverture} = 24.74\, m^2 \leq 15\,\% S_{totale} = 35.87\, m^2$$ La condition est vérifiée.

b) Régularité en élévation : *art 3.7.1.b RPA 2024 page 70*

1ére condition : Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

Donc : 1ére condition est vérifiée.

2éme condition : Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiments.

Donc : 2éme condition est vérifiée.

3éme condition : Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

La formule de calcul : suivante deux direction (x, y)

$$\text{Variation relative} = \left|\frac{\left(\frac{M}{K}\right)i+1-\left(\frac{M}{K}\right)i}{\left(\frac{M}{K}\right)i}\right| \times 100\% \leq 25\%$$

Tableau IV.7 *vérifications le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs*

Nom	Masse [daN]	K_x[daN/m]	Ky [daN/m]	M/K_x	Variation suivante l'axe X	Condition $V\%_X$ ≤ 25 %	M/Ky	Variation suivante l'axe Y	Condition $V\%_Y$ ≤ 25 %
RDC	668830,47	37310521,8	21412097,16	0,01793	0,23	CV	0,0312	0,672	CV
Etage 1	656103,7	36685948,2	21146800,01	0,01788	0,00	CV	0,03103	0,0010	CV
Etage 2	656103,7	36685627,7	21146597,36	0,01788	0,28	CV	0,0310	0,201	CV
Etage 3	640922,92	35736349,7	20615885,63	0,01793	0,70	CV	0,0311	0,385	CV
Etage 4	649749,79	35978439,8	20980501,72	0,01806	0,43	CV	0,0310	0,578	CV
Etage 5	627528,12	34898362,2	20146594,47	0,01798	0,00	CV	0,0311	0,00050	CV
Etage 6	627528,12	34897952,1	20146493,98	0,01798	122,53	CNV	0,0311	10,237	CV
Etage 7	442881,47	11067849,2	15840123,66	0,04002			0,0280		

4éme condition : Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

La formule de calcul :

$$\text{Valeur relative} = \left|\frac{S_{i+1}-S_i}{S_i}\right| \times 100\% \leq 20\%$$

La surface de plancher est identique du RDC au 6éme étage alors :

Tableau IV.8 *vérifications les décrochements en élévation*

NIV	LX (m)	LY (m)	Surface (m^2)	Vari en %	Vari en %≤ 20%
ETAGE 5	17	23	391	0%	CV
ETAGE 6	17	23	391	35,22%	CNV
ETAGE 7	17	14,9	253,3		

Plus que la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

$$\text{Ratio} = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 1.5$$

Tableau IV.9 *vérifications de rapport la plus grande dimension sur la petite*

	Lx [m]	Ly [m]	Ratio	Ratio ≤ 1,5
Etage 6	17,00	23,00	1,35	Cv
Etage 7	17,00	14,90	1,14	Cv

b) Redondance en plan : *Art 3.8 la catégorie (b) RPA 2024 page 72*

Cette exigence s'applique uniquement aux systèmes 4 et 5. Il est nécessaire de disposer d'au moins deux axes de voiles de contreventement par étage, orientés dans deux directions distinctes : X et Y.

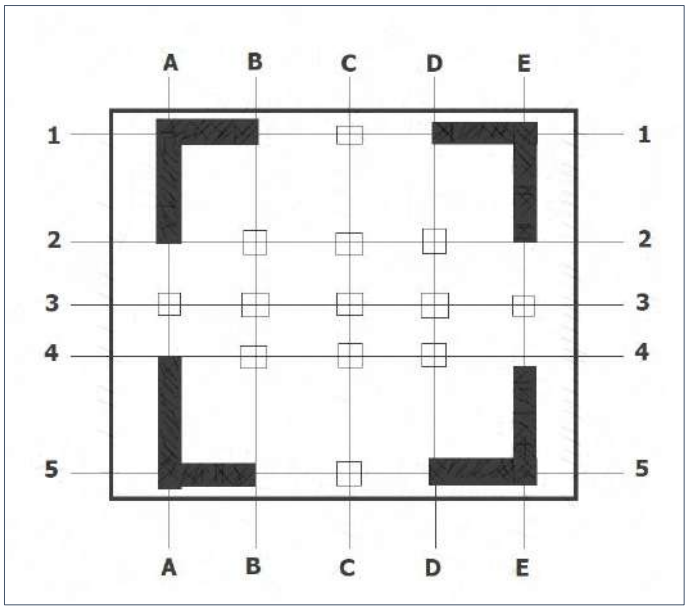


Figure. IV.7 *les files des voiles dans les deux directions*

Le critère de redondance est vérifié.

- **Un bâtiment est classé régulier en plan :** *Art 3.7.2 RPA 2024 page 71*

Si tous les critères de régularité en plan (a1 a a4) sont respectés. Par contre, il est classe irregulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

La 3éme condition n'est pas vérifié

Donc : la structure est classée irrégulière en plan

- **Un bâtiment est classé régulier en élévation :** *Art 3.7.3 RPA 2024 page 71*

  Si tous les critères de régularité en élévation (bl a b4) sont respectés. Par contre, ii est classe irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

La 3éme condition n'est pas vérifié

La 4éme condition n'est pas vérifié

Donc : la structure classe irrégulier en élévation

Tableau IV.10 *Valeurs des Pondérations P_q*

Catégorie	Critère, q	P_q			
		Observé		Pénalités	
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
(b)	1. Régularité en plan	NON	NON	0,05	0,05
	2. Régularité en élévation	NON	NON	0,20	0,20
	3. Redondance en plan	OUI	OUI	0.00	0.00
				0,25	0,25

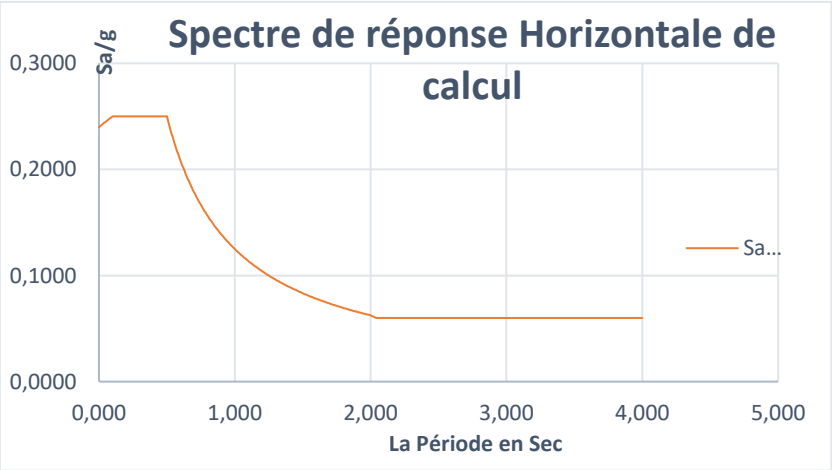
$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$= 1.25 dans les deux sens.

En regroupant les données précédentes, on procède au calcul du spectre de réponse horizontale :

Tableau IV.11 *résume des donnés de spectre réponse de calcul*

ZONE SISMIQUE Annexe A (p 179-187)	VI
Groupe d'importance (§ 3.4 pages56-58)	2
Classification des sites	S2
R: Coef de comportement global de la structure	4,5
QF : facteur de qualité (cf. § 3.8 page 69)	1,25
A: coefficient d'accélération de zone	0.30
Spectre type 1	type 1
I : coefficient d'importance	1,00
S : coefficient de site	1,20
T1(s)	0,10
T2(s)	0,50

Spectre de calcul :



- Les valeurs du spectre de calcul ne doivent en aucun cas être inférieures à 0,2. A.g.

IV.8.5. Calcul de la force sismique totale : «V_{st} » *Art 4.2.3 RPA 2024 page 79*

La force sismique totale, V, appliquée a la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales,

$$V_{st} = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T_0).W$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids *Wi*, calculés à chaque niveau « *i* ».

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

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

λ : Coefficient de correction.

- Evaluation de poids sismique total du bâtiment : « **W** »

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \psi \times W_{Qi}$

ψ: Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau IV.12 *Valeurs du coefficient d'accompagnement.*

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.3

W = 36521,4322 KN

- Période fondamentale de vibration du bâtiment : « $\mathbf{T_0}$ »

A partir de la méthode empirique : « $\boldsymbol{T_{empirique}}$»

$$T_{empirique} = C_T.(h_N)^{3/4}$$

$$T_{empirique} = 0.682\ sec \rightarrow \mathbf{1.3}\boldsymbol{T_{empirique}} = \mathbf{0.8866\ s}$$

Tableau IV.13 *valeurs de la période (To) pour le calcul de l'effort tranchant a la base V*

Cas	Période a utilisé
$T_{calcul} < 1.3\ T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} > 1.3\ T_{empirique}$	$T_0 = 1.3\ T_{empirique}$

$T_{calcul} = 0.69\ sec < 1.3\ T_{empirique} = 0.8866\ sec$

Donc la période utilisée :

$T_0 = T_{calcul} = 0.69\ sec$

L'Ordonnée du spectre de calcul $\frac{S_{ad}}{g}$ pour la période T_0 :

$$\text{Si : } T_2 \leq T_0 \leq T_3 \ \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S\left[2.5 \times \frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right]$$

$$T_2 = 0.50\ \text{sec} \leq T_0 = 0.69\ \text{sec} \leq T_3 = 2.0\ \text{sec}\ A.I.S\left[2.5 \times \frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right]$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.3.1.1.2\left[2.5 \times \frac{1.25}{4.5}\right].\left[\frac{0.50}{0.69}\right] \rightarrow$ Donc : $\frac{S_{ad}}{g}(\mathbf{T_0}) = \mathbf{0.1811}$

- Coefficient de correction : « $\boldsymbol{\lambda}$ »

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

Dans notre cas :

$$\left.\begin{array}{c} T_2 = 0.60 \implies T_0 = 1.14s < 2 \times 0.60 = 1.20s \\ \text{Le batiment étudier est en Sous} - \text{sol} + (\text{RDC} + 7\ \text{étage}) \text{ Donc } > \text{ à 02 niveau} \end{array}\right\} \Rightarrow \lambda = 0.85$$

Alors la force sismique Total «V_{st} » à la base :

Selon les deux sens X-X et Y-Y : $V_{st} = \lambda.\frac{S_{ad}}{g}(T_0).W$

$$V_{st} = 5621.93\ \text{KN}$$

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :** Art 4.2.5 Rpa 2024 page 81

La force sismique totale est composée de :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} F_i$$

V : force sismique totale (obtenue après calcul statique équivalent)

F_t : force concentrée au sommet (pour tenir compte des modes supérieurs de vibration)

F_i : force appliquée à chaque niveau

Calcul Ft :

$$F_t = 0.07 \times T_0 \times V$$

T_0 : période fondamentale de la structure.

$F_t \leq 0.25 \times V$ Et $F_t = 0\ si\ T_0 \leq 0.7\ sec$

Dans notre cas $T_0 = 0.69$ sec donc $F_t = 0$ suivante deux directions X et Y.

Formule de la force appliquée à chaque niveau dans les deux directions :

$$F_i = \frac{(V - F_t).W_i.h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j.h_j}$$

Wi : poids au niveau i

hi : hauteur du niveau i par rapport à la base

V−Ft : est distribué selon le produit poids × hauteur. Avec : $V_{(x\ ;y)} = 5621{,}93$ KN

Tableau IV.14 : *Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y*

Nom	W_i [kN]	h_i (m)	W.h_i	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)
RDC	4830,3275	3,4	16423,1135	171,320488	171,320488
Etage 1	4787,8936	6,8	32557,6765	339,630912	339,630912
Etage 2	4787,8936	10,2	48836,5147	509,446369	509,446369
Etage 3	4711,9897	13,6	64083,0599	668,493285	668,493285
Etage 4	4800,2583	17	81604,3911	851,270017	851,270017
Etage 5	4645,0157	20,4	94758,3203	988,487455	988,487455
Etage 6	4645,0157	23,8	110551,374	1153,23536	1153,23536
Etage 7	3313,0382	27,2	90114,639	940,046109	940,046109
Totale			538929,089	5621,93	5621,93

$$F_{RDC\ (x;y)} = \frac{16423{,}1135 \times 5621{,}93}{538929{,}089} = 171{,}320488\ \text{KN}$$

$$F_{1(x;y)} = \frac{32557{,}6765 \times 5621{,}93}{538929{,}089} = 339{,}630912\text{KN}$$

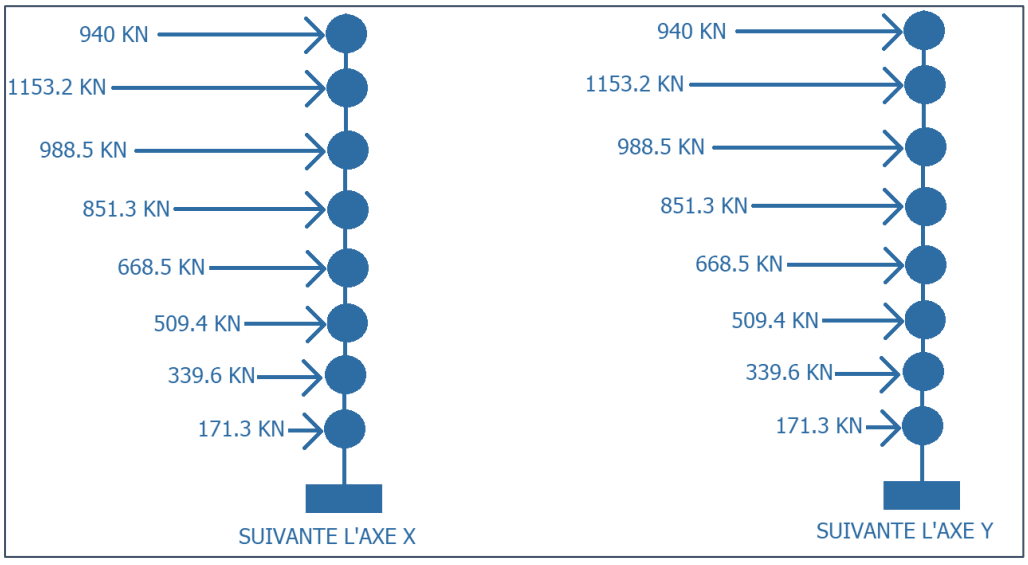


Figure. IV.8 *Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y.*

- Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base :

La résultante des forces sismiques a la base, V_{Dyn}, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure a 80% de la résultante des forces sismiques, V_{Stat}.

Si $V_{dynamique} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, …) avec le rapport $0.8V_{st}/ V_{dynamique}$

Tableau IV.15: *vérification la force sismique dynamique par rapport statique*

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8\times V_{st}$ (KN)	Remarque	Observation
X-X	5470.20	5621.93	4497.544	$V_{dyn} \geq 0.8\times V_{st}$	Oui
Y-Y	4722.79	5621.93	4497.544	$V_{dyn} \geq 0.8\times V_{st}$	Oui

- Justification du système de contreventement : « **R** »
- Effort tranchant dynamique à la base :

Tableau IV.16: *la distribution de la force sismique en pourcentage*

AXE	Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	Somme	% voile	% poteaux
XX'	RDC	825,28	4644,41	5469,69 KN	84,91	15,09
YY'	RDC	991,65	3731,11	4722,76 KN	79,00	21,00

D'après les résultats, il est clair que les voiles représentaient plus de 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structurel dans son ensemble au niveau du rez-de-chaussée.

La distribution de l'effort tranchant sur les étages :

Tableau IV.17: *la distribution de la force sismique en pourcentage selon l'axe XX' pour chaque étage*

	Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	Somme	% voile	% poteaux
Selon l'axe XX'	RDC	825,28	4644,41	5469,69	84,91	15,09
	ETAGE 1	518,78	4838,91	5357,69	90,32	9,68
	ETAGE2	683,7	4391,47	5075,17	86,53	13,47
	ETAGE 3	594,13	4048,99	4643,12	87,20	12,80
	ETAGE 4	664,06	3407,46	4071,52	83,69	16,31
	ETAGE 5	472,24	2837,82	3310,06	85,73	14,27
	ETAGE 6	501,59	1851,48	2353,07	78,68	21,32
	ETAGE 7	340,24	917,21	1257,45	72,94	27,06

Tableau IV.18: *la distribution de la force sismique en pourcentage selon l'axe YY' pour chaque étage*

	Etage	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	Somme	% voile	% poteaux
Selon l'axe YY'	RDC	991,65	3731,11	4722,76	79,00	21,00
	ETAGE 1	712,95	3882,12	4595,07	84,48	15,52
	ETAGE2	851,91	3440,74	4292,65	80,15	19,85
	ETAGE 3	738,19	3133,36	3871,55	80,93	19,07
	ETAGE 4	886,95	2492,86	3379,81	73,76	26,24
	ETAGE 5	634,79	2161,72	2796,51	77,30	22,70
	ETAGE 6	679,63	1367,93	2047,56	66,81	33,19
	ETAGE 7	306,85	700,28	1007,13	69,53	30,47

- **Conclusion :**

D'après les résultats obtenu Le système de contreventement en place repose principalement sur des voiles.

Les voiles reprenant plus 65% a l'effort tranchant

Donc : R= 4.5^{b} « Système n° 5 ».

IV.9. Évaluation de l'analyse dynamique :

En ce qui concerne les deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA 2024 exige les Justifications suivantes :

a) JUSTIFICATION DU DIAPHRAGME EN VIBRATION LIBRE : *Art 2.6 Rpa 2024 page 41*

Le diaphragme est considéré comme rigide si ses déplacements horizontaux, en tenant compte de sa flexibilité, restent, en tous points, inferieurs de 10% aux déplacements horizontaux résultant de l'hypothèse de diaphragme rigide ;

- C'est-à-dire : La structure a été testée deux fois.

- Après avoir utilisé un diaphragme rigide, (on suppose que toute la dalle se déplace comme une seule pièce).
- Encore une fois, sans diaphragme rigide (chaque point peut se déplacer librement).
- Lorsque la différence est inférieure à 10 %, cela implique que le diaphragme rigide ne modifie pas les résultats. Donc, il peut être utilisé sans problème.

Tableau IV.19: *vérification de l'hypothèse de DIAPHRAGME*

		Avec DIAPHRAGME		Sans DIAPHRAGME			
		E_X	E_Y	E_X	E_Y	Si dép x ≤10%	Si dép y ≤10%
	N° Nœud	UX [m]	UY [m]	UX [m]	UY [m]	Rapport dép x %	Rapport dép y %
ETAGE 7	170	0,0001	0,0317	0,0014	0,0300	7,14	5,66
	171	0,0001	0,0327	0,0014	0,0336	7,14	2,68
ETAGE 6	154	0,0001	0,0269	0,0012	0,0254	8,33	5,90
	155	0,0001	0,0277	0,0012	0,0284	8,33	2,46
ETAGE 5	133	0,0000	0,0220	0,0010	0,0210	0,00	4,76
	134	0,0000	0,0226	0,0010	0,0232	0,00	2,60
ETAGE 4	112	0,0000	0,0170	0,0007	0,0162	0,00	4,94
	113	0,0000	0,0175	0,0007	0,0179	0,00	2,23
ETAGE 3	91	0,0000	0,0122	0,0005	0,0117	0,00	4,27
	92	0,0000	0,0125	0,0005	0,0128	0,00	2,34
ETAGE 2	70	0,0000	0,0078	0,0003	0,0075	0,00	4,00
	71	0,0000	0,0080	0,0003	0,0082	0,00	2,43
ETAGE 1	49	0,0000	0,0041	0,0002	0,0040	0,00	2,50
	50	0,0000	0,0042	0,0002	0,0042	0,00	0,00
RDC	14	0,0000	0,0013	0,0000	0,0012	0,00	8,33
	16	0,0000	0,0014	0,0000	0,0013	0,00	7,69

CONCLUSION :

Le diaphragme est considéré comme valide si le rapport des déplacements du nœud avec diaphragme par rapport à ceux sans diaphragme ne dépasse pas 10%.

b) Vérification du système de contreventement :

Cette justification afin de nous assurer qu'il présente une rigidité à la torsion minimale telle que définie dans l'équation 3.17 du RPA 2024 page 63.

$$\begin{cases} \mathbf{r_x \leq l_s} \\ \mathbf{et} \\ \mathbf{r_y \leq l_s} \end{cases}$$

Tel que :

$r_x \; et \; r_y$: Les rayons de torsion suivant X et Y ;

l_s : Rayon de giration massique, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesuré par rapport au centre de gravité de ce plancher divisé par la masse de ce plancher.

- **Calcul des du rayons de torsion (r_X et r_Y) :**

Le rayon de torsion r_X (r_Y) est défini comme la racine carrée du rapport entre la rigidité torsionnelle (K_M) et la rigidité latérale dans une direction K_{FY} (K_{FX})

$$r_{x;i} = \sqrt{\frac{K_{M;i}}{K_{FY;i}}} \text{ Et } r_{y;i} = \sqrt{\frac{K_{MT;i}}{K_{FX;i}}}$$

Trois cas de charge statique sont définis pour chaque niveau d'étage, et les charges sont représentées par F_{TX}, F_{TY} et M_T, respectivement. Les forces et le moment sont appliqués au centre de rigidité. Les rigidités torsionnelle et latérale dans les deux directions sont calculées comme suit :

$$K_{MT;i} = \frac{1}{R_{Z;i}\,(M_{T;i}=1)} \; ; K_{FX;i} = \frac{1}{U_{X;i}\,(F_{TX;i}=1)} ; K_{FY;i} = \frac{1}{U_{y;i}\,(F_{TY;i}=1)}$$

Où $R_{z,i}$ ($M_{T,i} = 1$) est la rotation de l'étage i autour de l'axe vertical due à un moment unitaire, $U_{X,i}$ ($F_{TX,i} = 1$) est le déplacement au niveau de l'étage i dans la direction X dû à une force unitaire F_{TX} et $U_{Y,i}$ ($F_{TY,i} = 1$) est le déplacement dans la direction Y dû à une force unitaire F_{TY}.

D'après le livre Eurocode 8 : Conception parasismique des bâtiments – Exemples d'application. JRC Scientific and Technical Reports, Commission européenne, EUR 25204 EN, 2012. Page 36

Dans notre projet, nous appliquons les forces statiques suivantes au centre de rigidité (CR) :

$F_{TX;i} = F_{TY;i} = 10^6 \; KN$

$M_{T;i} = 10^6 \; KN.m$

Les résultats des calculs, sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.20: *Les déplacements (Ux, Uy) et la rotation (Rz) dus aux efforts $F_{TX} = 10^6$ kN, $F_{TY} = 10^6$ kN et au moment $M_T = 10^6$ kN.m, ainsi que la raideur en torsion (KM), la raideur latérale dans les deux directions (K_{FX}, K_{FY}) et le rayon de torsion (rx, ry).*

ETAGE	U_X [m]	U_Y [m]	R_Z [Rad]	K_{FX} (KN/m)	K_{FY} (KN/m)	K_{MT} (KN.m/rad)	rx (m)	ry (m)
RDC	1,42	2,20	0,010	703037,12	455207,57	98039215,69	14,68	11,81
ETAGE 1	4,08	6,23	0,028	245194,19	160567,77	35211267,61	14,81	11,98
ETAGE2	7,48	11,29	0,052	133714,87	88541,81	19267822,74	14,75	12,00
ETAGE 3	11,36	17,16	0,079	88054,52	58265,89	12690355,33	14,76	12,00
ETAGE 4	15,44	23,31	0,107	64771,45	42905,20	9310986,96	14,73	11,99
ETAGE 5	19,61	29,61	0,137	50993,35	33777,28	7315288,95	14,72	11,98
ETAGE 6	23,76	35,79	0,166	42081,17	27943,89	6042296,07	14,70	11,98
ETAGE 7	29,08	41,87	0,200	34383,76	23881,51	4990019,96	14,46	12,05

- **Calcul de rayon de giration ls :**

qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesuré par rapport au centre de gravité de ce plancher divisé par la masse de ce plancher.

$$l_s = \sqrt{[\frac{\sum m_j \times (x_j^2 + y_j^2}{\sum m_j}]}$$

$\sum m_j \times (x_j^2 + y_j^2$: Moment d'inertie polaire.

$\sum m_j$: La masse de plancher.

En utilisant logiciel Robot pour les calculs de rayon de giration

$$\sum m_j \times (x_j^2 + y_j^2) \equiv I_Z$$

$I_Z = (I_X + I_Y)$: Il s'agit de la résistance à la rotation autour d'un point et non autour d'un axe.

I_Z : Moment d'inertie polaire il est utilisé dans l'étude de la torsion autour d'un point donné.

En génie parasismique, on considère que la rotation se fait autour d'un point situé sur l'axe z, car (le bâtiment est plan).

$$l_s = \sqrt{[\frac{I_Z}{\sum m_j}]}$$

Tableau IV.21: *justification que le système de contreventement est différent du système N°06*

ETAGE	Masse [kg]	I_z [kg.m^2]	l_s (m)	r_x >ls	r_y >ls
RDC	379224,42	31570399	9,12	CV	CV
ETAGE 1	383464,4	32373591	9,19	CV	CV
ETAGE2	383464,4	32373591	9,19	CV	CV
ETAGE 3	383464,4	32373591	9,19	CV	CV
ETAGE 4	392291,26	33012265	9,17	CV	CV
ETAGE 5	383464,4	32373591	9,19	CV	CV
ETAGE 6	383464,4	32373591	9,19	CV	CV
ETAGE 7	293885,97	17146643	7,64	CV	CV

Ainsi, le système de contreventement adopté diffère de celui du système n°06 ; Car la rigidité minimale en torsion du système précédemment choisi est vérifiée.

c) Justification vis-a-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2e ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (G_i + \psi Q_i) \text{ [Modale]}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$V_k = \sum_{i=k}^{n} F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur du niveau « k »

Interprétation de la formule : Selon la valeur de ϑ_k, il convient de considérer que :

- Si « $\vartheta_k \leq 0.10$ » l'effet P-Δ est négligeable et peut être ignoré dans l'analyse.
- Si « $0.10 \leq \vartheta_k \leq 0.20$ » les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calcules au moyen d'une analyse élastique du 1ére ordre par le facteur suivant : $(\frac{1}{1-\vartheta_k})$.
- Si « $\vartheta_k \geq 0.20$ » la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.22: *Justification vis-a-vis de l'effet P-Δ*

NIV	H (m)	V_{kX} [kN]	V_{kY} [kN]	Pk[kN]	Δk UX [m]	Δk UY [m]	θ_k (x-x)	θ_k (y-y)	Observation
RDC	3,40	5469,69	4722,76	35815,29	0,0011	0,0014	0,002	0,003	CV
ETAGE 1	3,40	5357,69	4595,08	30857,81	0,0022	0,0028	0,004	0,006	CV
ETAGE 2	3,40	5075,17	4292,64	26158,69	0,003	0,0037	0,005	0,007	CV
ETAGE 3	3,40	4643,12	3871,55	21492,61	0,0035	0,0044	0,005	0,007	CV
ETAGE 4	3,40	4071,53	3379,81	16875,09	0,0038	0,0048	0,005	0,007	CV
ETAGE 5	3,40	3310,07	2796,51	12193,05	0,004	0,005	0,004	0,006	CV
ETAGE 6	3,40	2353,07	2047,56	7637,85	0,004	0,0049	0,004	0,005	CV
ETAGE 7	3,40	1257,45	1007,13	3162,62	0,0052	0,0049	0,004	0,005	CV

d) Justification de non-effondrement :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calcules précédemment, ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta_k}$.

$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$

AVEC :

$\overline{\Delta_k} = 0.0150$ hk Bâtiments en Béton Armé.

Tableau IV.23: *Justification de non-effondrement*

NIV	h_k (m)	Δk UX [m]	Δk UY [m]	Δk bar x-x %	Δk bar y-y %
RDC	3,4	0,11	0,14	5,1	5,1
ETAGE 1	3,4	0,22	0,28	5,1	5,1
ETAGE 2	3,4	0,3	0,37	5,1	5,1
ETAGE 3	3,4	0,35	0,44	5,1	5,1
ETAGE 4	3,4	0,38	0,48	5,1	5,1
ETAGE 5	3,4	0,4	0,5	5,1	5,1
ETAGE 6	3,4	0,4	0,49	5,1	5,1
ETAGE 7	3,4	0,52	0,49	5,1	5,1

e) Justification de limitation des dommages :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calcules précédemment, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composes de matériaux fragile fixes à la structure :

Par exemple :

- Cloisons intérieures en briques pleines ou creuses.
- Revêtements de façade en pierre ou en céramique

$$\gamma_k . \Delta_k \leq 0.005 h_k$$

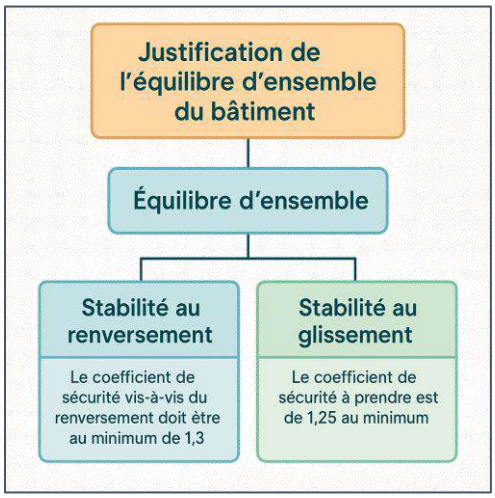
Tableau IV.24: *Justification de limitation des dommages*

NIV	h_k (m)	Δ_k UX [m]	Δ_k UY [m]	$\gamma_k . \Delta_{k;x}$ %	$\gamma_k . \Delta_{k;y}$%	0,5%H	Observation
RDC	3,4	0,0011	0,0014	0,055	0,07	1,7	CV
ETAGE 1	3,4	0,0022	0,0028	0,11	0,14	1,7	CV
ETAGE 2	3,4	0,003	0,0037	0,15	0,185	1,7	CV
ETAGE 3	3,4	0,0035	0,0044	0,175	0,22	1,7	CV
ETAGE 4	3,4	0,0038	0,0048	0,19	0,24	1,7	CV
ETAGE 5	3,4	0,004	0,005	0,2	0,25	1,7	CV
ETAGE 6	3,4	0,004	0,0049	0,2	0,245	1,7	CV
ETAGE 7	3,4	0,0052	0,0049	0,26	0,245	1,7	CV

f) Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

Cette condition d'équilibre se réfère a la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis a des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chaque bâtiment doit être vérifie vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.



- **Sens XX' :**

Tableau IV.25: *Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble*

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
RDC	5469,69	8,8	36521,43	5,95	985,6	217302,5204
1	5357,69	12,2			3446,744	
2	5075,17	15,6			6739,98	
3	4643,12	19			10860,21	
4	4071,53	22,4			17056,704	
5	3310,07	25,8			24690,6	
6	2353,07	29,2			31992,104	
7	1257,45	32,6			40992,87	
				SOMME	136764,812	***OK***

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{217302.5204}{136764.812} = 1.59 \geq 1.3$$ Donc la condition est vérifie suivant le sens XX'

- **Sens YY' :**

Tableau IV.26: *Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble*

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
RDC	4722,76	8,8	36521,4	10,25	1123,584	374344,35
1	4595,08	12,2			3689,768	
2	4292,64	15,6			6569,004	
3	3871,55	19			9343,06	
4	3379,81	22,4			13065,92	
5	2796,51	25,8			19322,91	
6	2047,56	29,2			30380,556	
7	1007,13	32,6			32832,438	
				SOMME	116327,24	**OK**

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{374344.35}{116327.24} = 3.22 \geq 1.3$$ Donc la condition est largement vérifie suivant le sens YY'

IV.9.1. Vérification de l'effort normal réduit du poteau : *Art 7.4.3 RPA 2024 Page 111*

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues aux séismes, le RPA 2024 exige de vérifier l'effort normal réduit de compression, qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.35$$

N_d : effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : aire (section brute) de cette dernière

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

Tableau IV.27: *Vérification de l'effort normal réduit du poteau*

NIV	Section	N_d (N)	B_c (mm^2)	$B_c \times f_{c28}$	v	$\leq 0,35$
RDC	50*50	3023360	250000	6250000	0,48	CNV
1ERE	45*45	2544920	202500	5062500	0,50	CNV
2EME	45*45	2073430	202500	5062500	0,41	CNV
3EME	40*40	1604410	160000	4000000	0,40	CNV
4EME	40*40	1190970	160000	4000000	0,30	**CV**
5EME	35*35	821310	122500	3062500	0,27	**CV**
6EME	35*35	552560	122500	3062500	0,18	**CV**
7EME	30*30	325860	90000	2250000	0,14	**CV**

Les efforts réduits ne sont pas satisfaits pour les sections actuelles des poteaux du rez-de-chaussée jusqu'au 5e étage. Il est donc nécessaire d'augmenter la section des poteaux pour assurer la conformité structurelle.

Tableau IV.27: *Vérification de l'effort normal réduit du poteau après augmentation*

NIV	Section	N_d (N)	B_c (mm^2)	$B_c \times f_{c28}$	v	$\leq 0,35$
RDC	70*70	3812590	490000	12250000	0,31	CV
1ERE	65*65	3298320	422500	10562500	0,31	CV
2EME	60*60	2690280	360000	9000000	0,30	CV
3EME	50*50	2062390	250000	6250000	0,33	CV
4EME	45*45	1491430	202500	5062500	0,29	CV
5EME	35*35	958730	122500	3062500	0,31	CV
6EME	35*35	589770	122500	3062500	0,19	CV
7EME	30*30	325430	90000	2250000	0,14	CV

IV.9.2. Vérification de l'effort normal réduit :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.40$$

N_d : effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : aire (section brute) de cette dernière ($B_c = b_w \times l_w$)

F_{c28} : résistance caractéristique du béton a 28 jours.

Tableau V.28: *Vérification de l'effort normal réduit du voile*

Voile	Axe	B_c (mm^2)	N_d (N)	$V_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	Observation
1	AB ; 6	1728000	2198620	0,05	CV
2	BC ; 6	966000	3823410	0,16	CV
3	C ; 56	1034000	3983690	0,15	CV
4	D ; 56	1025500	2344270	0,09	CV
5	AB ; 5	719500	2998840	0,17	CV
6	A ; 45	1685500	3960050	0,09	CV
7	AB ; 1	2008500	4081960	0,08	CV

Chapitre V

Calcul des éléments résistants







V Introduction :

Le ferraillage des éléments structuraux constitue une étape fondamentale dans l'analyse et l'étude des ouvrages en béton armé. Il permet d'assurer la résistance mécanique des éléments porteurs face aux sollicitations internes et externes, conformément aux exigences de sécurité et de durabilité.

Ce chapitre traite des règles de disposition et de dimensionnement des armatures longitudinales et transversales dans les différents éléments structuraux tels que les poteaux, les voiles et les poutres. L'étude est basée sur les normes en vigueur en Algérie, notamment le **CBA 93**pour le béton armé et le **RPA 2024**pour la conception parasismique.

L'objectif principal de ce chapitre est de définir la disposition et la section de ferraillage appropriées pour chaque élément structurel.

V.1 Les combinaisons de calcul selon le RPA 2024 et le CBA 93 :

V.1.1 Combinaisons d'actions selon le CBA93 :

Tableau V.1: *combinaison de charges selon le CBA93.*

Nom de la combinaison	Nature du cas	Définition mathématique
ELS	Permanente (durable)	G + Q
ELU	Permanente	1,35G + 1,5Q
ELU	Accidentelle(accidentelle)	G + Q ± E

V.1.2 Combinaisons d'actions selon le RPA2024 :

Dans le cadre du calcul parasismique, l'action sismique est considérée comme une action accidentelle en raison de sa courte durée d'application. Elle est composée de trois composantes : deux composantes horizontales, $\mathbf{E_x}$ et $\mathbf{E_y}$, agissant dans des directions orthogonales, et une composante verticale$\boldsymbol{E_Z}$, qui agit sur l'axe vertical de la structure. Ces composantes sont combinées avec les actions permanentes et variables selon les prescriptions du RPA 2024**.**

V.1.2.1 Composantes horizontales de l'action sismique :

Les composantes horizontales **Ex** et **Ey**, indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse, sont combinées avec les autres actions dans les calculs. Elles sont appliquées dans le dimensionnement de la structure conformément aux règles du RPA 2024.

$G+\Psi.Q\pm E_1$ et $G+\Psi.Q\pm E_2$

Avec : $E_1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$ et $E_2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$

Où :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation, non pondérées.

Ψ: Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne par le *(Tableau 4.2 du RPA2024)*

Ex ; Ey : charges sismiques suivant l'axe X et Y.

Tableau V.2: *combinaison de charges sous l'action sismique horizontale selon le RPA2024.*

Combinaison	Nature du cas	Définition Mathématique
1	Accidentelle	G+Ψ Q+Ex+0.3Ey
2		G+Ψ Q+0.3Ex+Ey
3		G+Ψ Q+Ex-0.3Ey
4		G+Ψ Q+0.3Ex-Ey
5		G+Ψ Q-Ex+0.3Ey
6		G+Ψ Q-0.3Ex+Ey
7		G+Ψ Q-Ex-0.3Ey
8		G+Ψ Q-0.3Ex-Ey

V.1.2.2 Composantes verticale de l'action sismique :

La composante verticale de l'action sismique, notée $\boldsymbol{E_Z}$, agit selon l'axe vertical de la structure. Selon les exigences du RPA 2024, elle doit être prise en compte uniquement dans certaines conditions spécifiques liées à la zone sismique, au groupe d'importance, et à la nature des éléments structuraux concernés.

Dans le cadre de notre projet, situé en zone sismique VI et appartenant au groupe d'importance 2, la composante verticale $\boldsymbol{E_Z}$ sera prise en compte conformément aux exigences du RPA 2024.

Les combinaisons d'actions suivantes doivent être utilisées :

$G + \Psi.Q \pm E_3$ et $G + \Psi.Q \pm E_4$ et $G + \Psi.Q \pm E_5$

Avec :

$E_3 = \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3E_Z$

$E_4 = \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3E_Z$

$E_5 = \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm E_Z$

$\boldsymbol{E_Z}$: charges sismiques suivant l'axe Z.

Les éléments structuraux concernés par l'application de la composante verticale $\boldsymbol{E_Z}$ sont :

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de **15 m** de portée ou plus.
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de **2.00 m** de long.
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux.
- Poutres supportant des poteaux.
- Structures sur appuis parasismiques.

Il a été constaté que ces éléments structuraux sont absents, donc la composante verticale$\boldsymbol{E_Z}$ est négligeable

V.2 Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens.
Leur ferraillage se fait à la flexion composée déviée avec une fissuration peu nuisible ; les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons à l'état limite ultime, (situation durable) en ne considérant pas les effets sismiques, puisque le système de contreventement du bâtiment est constitué par des voiles. Ainsi, les poteaux ne participent pas à la reprise des efforts horizontaux, et leur ferraillage se fait uniquement sur la base des charges verticales.

V.2.1 Recommandations selon le RPA2024 : *Art 7.4.2 page:108*

a) Exigences de ductilité pour la zone critique :

l_{cr}= max $(1.5h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 60\ cm)$

$h_c(cm)$: la plus grande dimension de la section transversale du poteau

$l_{cl}(cm)$: la longueur libre du Poteau

- ✓ Si $\frac{l_{cl}}{h_c} < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.
- ✓ Dans les deux premiers étages des bâtiments, les armatures de confinement doivent se prolonger au-delà des zones critiques d'une longueur égale à la moitié de la longueur de ces zones. Cette spécification concerne les systèmes de contreventement (1) et (2) situes en zones sismiques IV, V et VI.
- ✓ Effets locaux dus aux remplissages en ma9onn.erie ou en béton :
  À cause de la fragilité des murs de remplissage au rez-de-chaussée, toute la hauteur des poteaux doit être considérée comme zone critique et renforcée, surtout pour les systèmes de contreventement (3) en zones sismiques IV, V et VI.

b) Armatures longitudinales :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage **minimal** sera de :

  0.8%de la section de béton en zones I et II $(\frac{A_l}{b\times h} \times 100 \geq 0.8\%)$

  0.9%de la section de béton en zone III $(\frac{A_l}{b\times h} \times 100 \geq 0.9\%)$

  1%de la section de béton en zones IV, V et VI $(\frac{A_l}{b\times h} \times 100 \geq 1\%)$
- ✓ Leur pourcentage **maximal** sera de :

  4%de la section de béton en zone courante $(\frac{A_l}{b\times h} \times 100 \leq 4\%)$

8%de la section de béton en zone de recouvrement ($\frac{A_l}{b \times h} \times 100 \leq 8\%$)

- ✓ Le diamètre minimum est de : **12 mm**
- ✓ La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre Φ_l, est de :

  Φ_l50, en zones I, II et III

  Φ_l60, en zones IV, V et VI
- ✓ La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :

20 cm en zones I, II et III

15 cm en zones IV, V et VI

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques).
- ✓ Au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité des nœuds poteau-poutre.
- ✓ Dans les zones nodales, où les efforts sont élevés, on utilise des armatures à haute adhérence pour assurer une meilleure prise avec le béton. Il est également nécessaire de prévoir des cadres pour entourer les barres longitudinales et assurer leur confinement, ainsi que des étriers pour stabiliser les barres et éviter le flambement.

c) Armatures transversals :

- ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_{a \times V_u}}{h_c \times f_e}$$

Avec :

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

V_u : effort tranchant de calcul.

h_c : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant.

Si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5($\lambda_g \geq 5$), ρ_a est égal à **2.5** sinon à **3.75**.

t: représente l'espacement entre les armatures transversales, sa valeur est déterminée par la relation suivante :

$$t = \frac{A_t(h_c \times f_e)}{\rho_{a \times V_u}}$$

- ✓ La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :
  - Dans la zone nodale (zone critique) :

    $t \leq$ Min (10 Φ_l ; 12,5 cm) en zones I, II et III

$t \leq$ Min ($\frac{b_0}{3}$; 6 Φ_l ; 10 cm) en zones IV, V et VI

Où :

b_0 **:** est la dimension minimale du noyau béton (mesurée à l'intérieur des armatures de confinement).

$$b_0 = b_c - 2(enrobage + \frac{\phi_l}{2})$$

- Dans la zone courante :

$t' \leq 15\Phi_l$ en zones I, II et III

$t' \leq$ Min ($\frac{b_c}{2}$; $\frac{h_c}{2}$; 10 Φ_l) en zones IV, V et VI

Où :

Φ_l **:** est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

b_c ***et*** h_c**:** dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.

✓ La quantité minimale d'armatures transversales ($\frac{A_{st}}{t \times b_c} \times 100$) :

Si $\lambda_g \leq 3$: $\frac{A_{st}}{t \times b_c} \times 100 \geq 0{,}8\%$

Si $\lambda_g \geq 5$: $\frac{A_{st}}{t \times b_c} \times 100 \geq 0{,}3\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation linéaire entre ces deux valeurs.$\frac{A_{st}}{t \times b_c} \times 100 \geq \rho(\%)$

$\rho(\%) = (0.25 \times \lambda_g) + 0.55$

Où :

λ_g **:** est l'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = (\frac{l_f}{b_c}$ ou $\frac{l_f}{h_c})$

Où : l_f**:** longueur de flambement du poteau.

✓ Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à135°, ayant une longueur droite de ($10\phi_l$) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées $\geq$ 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

✓ Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

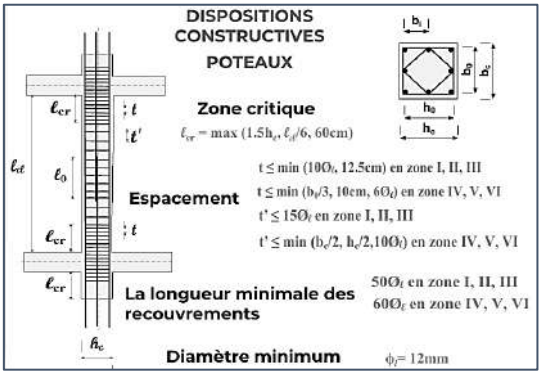


Figure V.1: *dispositions constrictives des poutres.*

V.2.2Détermination des sollicitations :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- ❖ Effort normal maximal et les efforts correspondants.
- ❖ Effort normal minimal et les efforts correspondants.
- ❖ Moment maximum et les efforts correspondants.

Afin d'assurer une évaluation correcte des sollicitations, les critères suivants doivent être respectés lors du choix du poteau :

- ✓ Le poteau sélectionné doit être le plus sollicité parmi l'ensemble des poteaux étudiés.
- ✓ Le poteau choisi ne doit pas être lié directement à un voile, afin d'éviter l'influence directe des voiles sur les sollicitations mesurées.

Les sollicitations seront déterminées à l'aide du logiciel robot structural analysis2023.

Tableau V.3: *Sollicitation dans les poteaux.*

Niveau	$N_{Min} \rightarrow My_{Corr}$; M_{ZCorr}			$My_{Max} \rightarrow N_{corr}$; M_{ZCorr}			$M_{zmax} \rightarrow N_{corr}$; M_{YCorr}		
	N (KN)	M_Y $(KN.m)$	M_Z $(KN.m)$	N (KN)	M_Y $(KN.m)$	M_Z $(KN.m)$	N (KN)	M_Y $(KN.m)$	M_Z $(KN.m)$
7ème	136.48	23.91	27.39	233.6	68.61	-46.42	486.38	-21.75	-84.83
6ème ;5ème	81.04	11.84	23.91	212.09	90.73	24.65	448.51	12.96	-49.21
4ème	287.83	14.28	22.20	673.63	96.56	25.95	1127.84	30.39	51.71
3ème	405.37	14.92	16.08	917.09	81.5	19.68	1513.07	26.11	41.57
2ème	528.95	20.86	16.07	1168.86	98.65	19.50	1907.07	32	43.62
1er	664.40	22.50	10.14	1435.81	90.2	12.44	2317.57	30.91	33.13
RDC	805.00	-19.31	2.07	1712.60	83.43	-7.47	2740.55	31.36	24.74
Sous-sol	805.00	-19.31	2.07	1712.60	83.43	-7.47	2740.55	31.36	24.74

	$N_{Max} \rightarrow My_{Corr}$; M_{ZCorr}		
Niveau	N (KN)	M_Y $(KN.m)$	M_Z $(KN.m)$
7ème	496.51	19.08	36.50
6ème ;5ème	1176.47	14.15	-0.31
4ème	1573.42	-41.36	16.15
3ème	1980.32	-36.90	11.85
2ème	2402.38	-43.81	11.74
1er	2834.18	-46.87	10.59
RDC	3276.60	-19.31	2.07
Sous-sol	3276.60	-19.31	2.07

V.2.3 Calcul du ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul de la section d'acier a été effectué en flexion composée déviée.

$$A_s = 2 \times (A_{s1} + A_{s2})$$

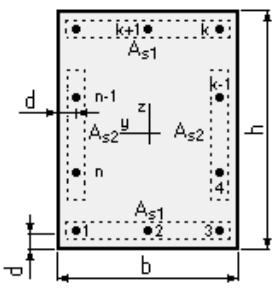


Tableau V.4: *Sections d'armatures longitudinales calculée.*

Niveau	A_{s1} (cm^2)	A_{s1} (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{min} RPA2024 (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Choix du Nombre de Barres et Diamètres
7ème	2.2	4.9	14.2	9	14.20	4HA16+4HA14
6ème ;5ème	5.8	0.9	14.05	12.25	14.20	4HA16+4HA14
4ème	2.3	1.3	8.65	20.25	20.36	4HA16+8HA14
3ème	2.5	1.5	8	25	26.14	4HA20+12HA12
2ème	3	1.8	14.4	36	37.20	4HA20+16HA14
1er	3.3	2	16.92	42.25	44.74	4HA20+16HA16
RDC ; Sous-sol	3.5	2.1	19.6	49	50.01	12HA20+8HA14

a.1) Les exigences de RPA2024 :

❖ **Exigences de ductilité pour la zone critique :**

l_{cl}= 340-40 = 300 cm (pour tous les niveau)

Tableau V.5: *longueur critique l_{cr}des poteaux par étage*

Niveau	Section (cm^2)	1.5× h_c (cm^2)	$\frac{l_{cl}}{6}$ (cm)	l_{cr}= max (1.5h_c;$\frac{l_{cl}}{6}$; 60cm)
7ème	30×30	45	50	60
5ème; 6ème	35×35	52.5	50	60
4ème	45× 45	67.5	50	70
3ème	50 × 50	75	50	75
2ème	60 × 60	90	50	90
1er	65 × 65	97.5	50	100
RDC ; sous-sol	70 × 70	105	50	105

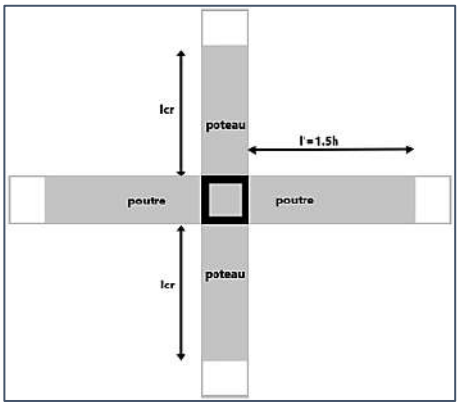


Figure V.2: *Details de la zone nodale.*

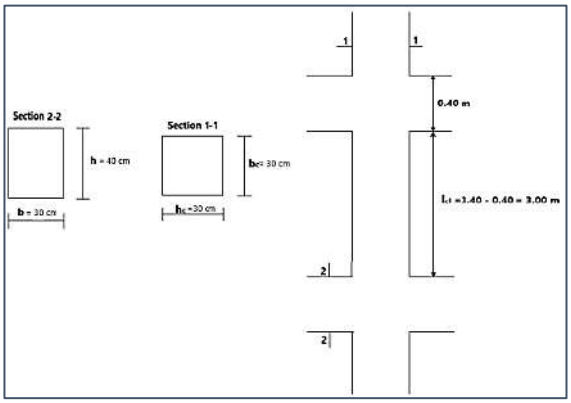


Figure V.3: *Coffrage des poteaux.*

❖ **Les pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales :**

- ✓ 4%de la section de béton en zone courante 4% $(b \times h)$
- ✓ 8%de la section de béton en zone de recouvrement 8% $(b \times h)$

Tableau V.6: *Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.*

Niveau	Section du poteau (cm²)	A_{choisi} (cm^2)	A_{cour} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ (Zone courante)	Observation	A_{rec} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ (Zone de recouvrement)	Observation
7ème	30×30	14.20	14.20	36	CV	28.40	72	CV
6ème	35×35	14.20	14.20	49	CV	28.40	98	CV
5ème	35×35	14.20	14.20	49	CV	28.40	98	CV
4ème	45× 45	20.36	20.36	81	CV	41.97	162	CV
3ème	50 × 50	26.14	26.14	100	CV	57.18	200	CV
2ème	60 × 60	37.20	37.20	144	CV	81.94	288	CV
1er	65 × 65	44.74	44.74	169	CV	94.75	338	CV
RDC	70 × 70	50.01	50.01	196	CV	100.02	392	CV
Sous-sol	70 × 70	50.01	50.01	196	CV	100.02	392	CV

b) Armatures transversales :

$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \times V_u)}{(h_c \times f_e)} \rightarrow A_t = \frac{(\rho_a \times V_u) \times t}{(h_c \times f_e)}$ ……*RPA2024*

$$\boldsymbol{\lambda_g} = \left(\frac{l_f}{b_c} \text{ ou } \frac{l_f}{h_c}\right) \rightarrow l_f = 0.7 \times l_0 \rightarrow l_f = 2.38$$

Si l'élancement géométrique $\boldsymbol{\lambda_g}$ dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 ($\lambda_g \geq 5$), $\boldsymbol{\rho_a}$ est égal à **2.5** sinon à **3.75**.

$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K) \times b_w \times s_t}{0.9 \times \frac{fe}{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} \rightarrow f_{t28} = 2.1Mpa; K = 1 + 3 \times \frac{N_{ser}}{B \times f_{c28}}$ (N : compression) ……. *CBA93*

✓ **L'espacement :**

- $t' \leq$ Min $(\frac{b_c}{2}; \frac{h_c}{2}; 10\Phi_{l\,Min})$ en zones IV, V et VI (zone courant)
- $t \leq$ Min $(\frac{b_0}{3}; 6\,\Phi_{lMin}$; 10 cm) en zones IV, V et VI (zone critique)

} *RPA2024*

- $S_t \leq$ Min (b+10 cm ; $15\Phi_{l\,min}$; 40 cm) ……. *CBA93*

✓ **La section minimale :**

$$A^t_{min} = \begin{cases} \lambda_g \leq 3 \longrightarrow A^t_{min} = 0.8\%(t \times b_c) \\ \lambda_g \geq 5 \longrightarrow A^t_{min} = 0.3\%(t \times b_c) \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 \longrightarrow A^t_{min} = \rho t(\%)(t \times b_c) \\ \rho t(\%) = 0.8\% - 0.25\%(\lambda_g - 3) \end{cases}$$

✓ **Diamètre minimale des armatures transversales :**

$\Phi^t \geq \frac{\phi^l_{max}}{3}$ ……*CBA93 (Art A.7.1.3 page : 79)*

✓ **Vérification des contraintes tangentielles :**

❖ **RPA2024 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_c \times d} \leq \overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$$

Où :

$\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g \geq 5$; $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g < 5$ Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{b_c}$ et $l_f = 2.38$

❖ **CBA93 :**

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \ \ (\text{situation durable}) \\ \overline{\tau}_u = 4.32\ \text{MPa} \ \ (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

TableauV.7 : *vérification des contraintes tangentielles.*

Niveau	Section	V_u (KN)	CBA93		RPA2024					observation
			τ_u(MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	λ_g	ρ_d	d (cm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	
7ème	30×30	35.86	0.44	3.33	7.93	0.075	27	0.443	1.875	CV
5ème ; 6ème	35×35	48.93	0.44	3.33	6.8	0.075	31.5	0.444	1.875	CV
4ème	45× 45	51.44	0.28	3.33	5.29	0.075	40.5	0.282	1.875	CV
3ème	50 × 50	43.81	0.19	3.33	4.76	0.04	45	0.195	1	CV
2ème	60 × 60	52.37	0.16	3.33	3.97	0.04	54	0.176	1	CV
1er	65 × 65	51.54	0.14	3.33	3.66	0.04	58.5	0.136	1	CV
RDC ; sous-sol	70 × 70	34.99	0.08	3.33	3.4	0.04	63	0.079	1	CV

Tableau V.8: *l'espacement et le diamètre minimal des armatures transversales*

Niveau	Section	$\Phi_{l\,min}$ (cm)	S_t CBA93 (cm)	Zone	t RPA2024 (cm)	t_{choisi} (cm)	$\phi_{t\,min}$ (mm)
7ème	30×30	1.4	15	Z.C	12	12	6
				Z.C_r	7	7	
5ème ; 6ème	35×35	1.4	15	Z.C	12	12	6
				Z.C_r	7	7	
4ème	45× 45	1.4	15	Z.C	14	14	6
				Z.C_r	8	8	
3ème	50 × 50	1.2	15	Z.C	12	12	8
				Z.C_r	7	7	
2ème	60 × 60	1.4	15	Z.C	14	14	8
				Z.C_r	8	8	
1er	65 × 65	1.6	15	Z.C	16	16	8
				Z.C_r	9	9	
RDC ; sous-sol	70 × 70	1.4	15	Z.C	14	14	8
				Z.C_r	8	8	

Tableau V.9: *Section d'armature transversale dans les poteaux.*

Niveau	Section	$\Phi_{l\,min}$ (cm)	λ_g	ρ_a	V_u (KN)	Zone	t (cm)	A_t CBA93 (cm^2)	A_t RPA2024 (cm^2)	A^t_{min} RPA2024 (cm^2)	A^t_{cal} (cm^2)	A^t_{choisi} (cm^2)	Choix du Nombre de Barres et Diamètres
7ème	30×30	1.4	7.93	2.5	35.86	Z.C	14	< 0	0.105	1.26	1.26	1.57	2HA8+ 2HA6
						Z.C_r	8		0.060	0.72			
5ème ; 6ème	35×35	1.4	6.8	2.5	48.93	Z.C	14	< 0	0.122	1.47	1.47	1.57	2HA8+ 2HA6
						Z.C_r	8		0.070	0.84			
4ème	45× 45	1.4	5.29	2.5	51.44	Z.C	14	< 0	0.1	1.89	1.89	2.01	4HA8
						Z.C_r	8		0.057	1.08			
3ème	50 × 50	1.2	4.76	3.75	43.81	Z.C	12	< 0	0.099	2.16	2.16	3.02	6HA8
						Z.C_r	7		0.058	1.26			
2ème	60 × 60	1.4	3.97	3.75	52.37	Z.C	14	< 0	0.115	4.68	4.68	4.71	6HA10
						Z.C_r	8		0.065	2.68			
1er	65 × 65	1.6	3.66	3.75	51.54	Z.C	16	< 0	0.119	6.60	6.60	6.79	6HA12
						Z.C_r	9		0.067	3.71			
RDC ; sous-sol	70 × 70	1.4	3.4	3.75	34.99	Z.C	14	< 0	0.066	6.86	6.86	7.6	2HA14 + 4HA12
						Z.C_r	8		0.037	3.92			

V.2.4 vérification des contraintes à l'état limite de service :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,\text{MPa} ; 201.63\,\text{MPa}\right] = 201.63\,\text{MPa}$$

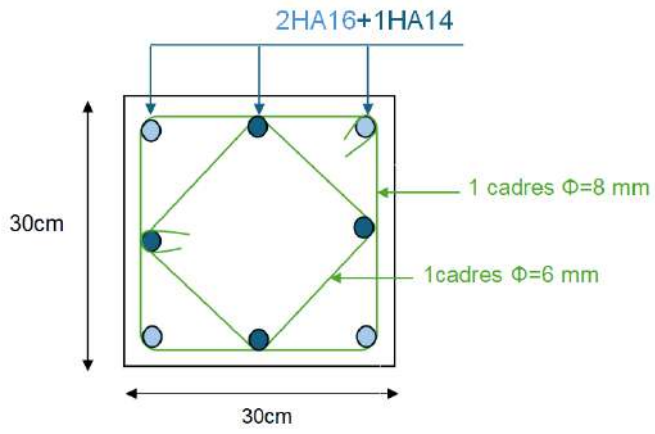
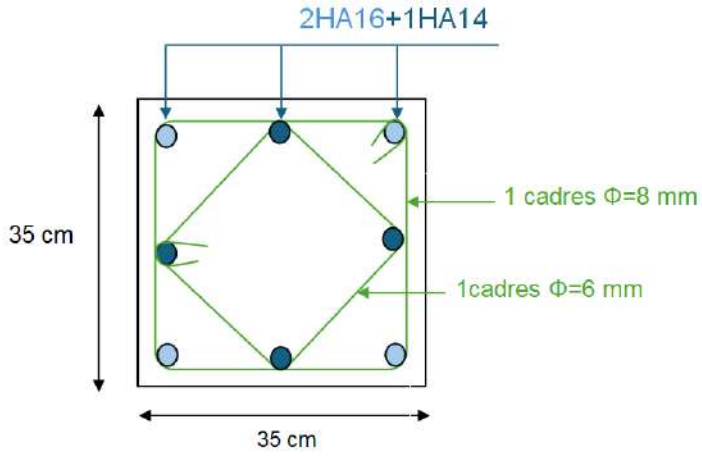
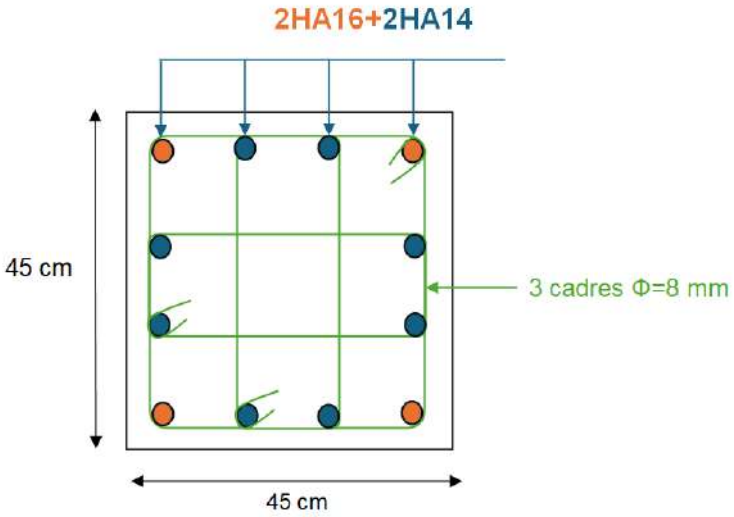
$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{G\prime} \times \gamma_1}{I_{G\prime}} \; ; \sigma_{s1} = 15\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{G\prime}(\gamma_1 - C_1)}{I_{G\prime}}\right] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{SEC}$$

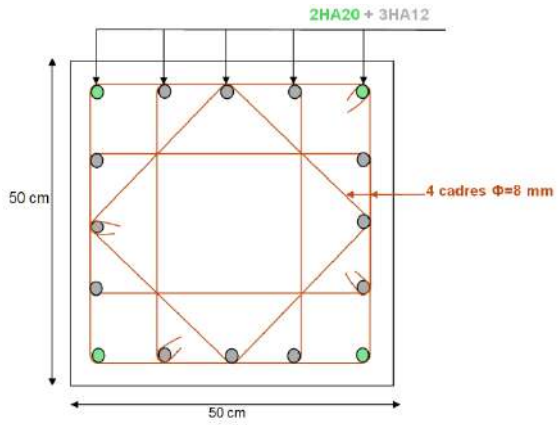
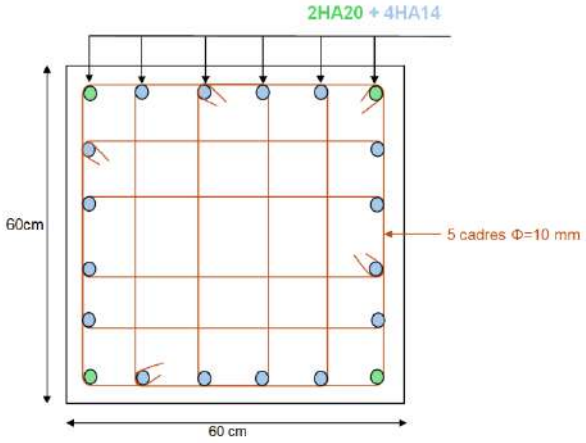
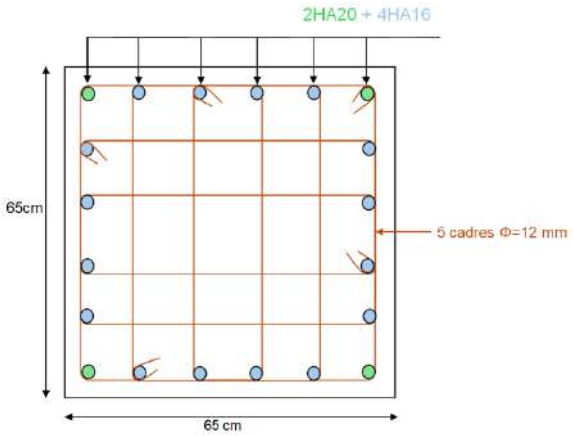
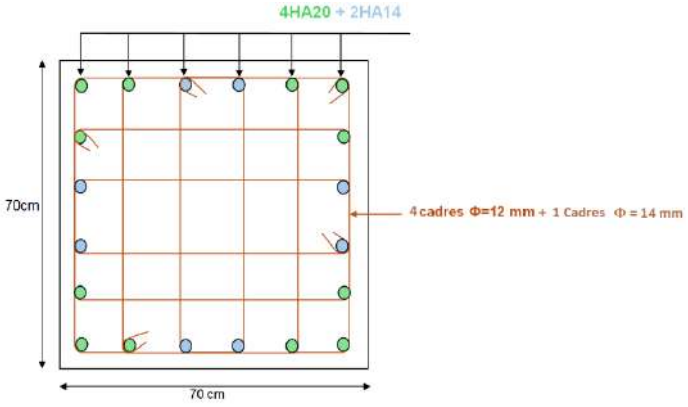
$$\sigma_b = K \times y_1 \; ; \; \acute{\sigma}_s = 15 \times K \times (y_1 - c') \; ; \; \sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) \ldots\ldots\ldots\text{SPC}$$

TableauV.10 : *vérification des contraintes à l'état limite de service*

Niveau	N_{ser} (KN)	M_{ser} $(KN.m)$	Type de section	σ_{b1} (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_{s1} (MPa)		$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Observation
RDC ; sous-sol	2376.98	60.8	SEC	5.03	15	72.97		202	CV
1er	2055.52	65.78	SEC	5.30	15	76.19		202	CV
2ème	1741.86	71.98	SEC	5.73	15	81.33		202	CV
3ème	1435.35	59.48	SEC	7.16	15	100.78		202	CV
4ème	1140.03	70.48	SEC	8.49	15	116.56		202	CV
5ème; 6ème	855.69	66.22	SPC	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\acute{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Observation
				14.8	15	194.9	31.69	202	CV
7ème	360.16	60.86	SEC	7.01	15	73.69		202	CV

V.2.5 Schéma de ferraillage :

Niveau	Section	Schéma de ferraillage
7ème	30×30	
5ème ; 6ème	35×35	
4ème	45× 45	

3ème	**50 × 50**	
2ème	60 × 60	
1er	65 × 65	
RDC	70 × 70	

V.3 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées principalement en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, accompagné d'un effort tranchant.

Le moment fléchissant détermine les armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant impose le dimensionnement des armatures transversales.

Il convient de noter que les mêmes combinaisons utilisées pour les poteaux sont également utilisées pour les poutres.

V.3.1 Recommandations selon les RPA2024 : *Art 7.5.2 page:113*

a) Exigences de ductilité pour la zone critique :

- ✓ Selon le *RPA 2024 (§7.5.2 page :113),* la zone critique d'une poutre est la partie située à une distance de **1,5h**à partir de l'appui, et c'est la zone où se produit un comportement plastique. (*Voir Figure V.1*)

b) Armatures longitudinales :

❖ **Pourcentages des aciers longitudinaux :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section. ($\frac{A_l}{b\times h} \times 100 \geq 0.5\%$)
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

  4% en zone courante ($\frac{A_l}{b\times h} \times 100 \leq 4\%$)

  6% en zone de recouvrement ($\frac{A_l}{b\times h} \times 100 \leq 6\%$)

❖ **Dispositions constructives :**

- ✓ Au moins deux (2) barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre Φ_l =12 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre.
- ✓ ($\frac{A_a}{4}$) Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongé sur toute la longueur de la poutre.
- ✓ Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ **Longueur minimale de recouvrement :**

- ✓ ($50\Phi_l$) en zones I, II et III
- ✓ ($60\ \Phi_l$) en zones IV, V et VI

❖ **Ancrage des armatures**

✓ L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué avec des crochets à 90°.

c)Armatures transversals :

✓ Le diamètre Φ_t des armatures, à haute adhérence, de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :$A_t = 0.003(s \cdot b)$

Avec :

s : l'espacement maximum entre les armatures transversales.

b : largeur de la poutre.

✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales (s)est déterminé comme suit :

- **Dans les zones critiques :**

  s = min ($\frac{h}{4}$; 24Φ_t ; 17.5 cm ; 6 Φ_l)

  Avec :

  h : hauteur de la poutre.

  Φ_t: diamètre des armatures de confinement (transversal)

  Φ_l : diamètre minimal des barres longitudinales.

- **En dehors de la zone critique (zone courant) :**
  - Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : s'$\leq \frac{h}{2}$
  - Les armatures comprimées sont nécessaires : $s' = min\ (\frac{h}{4};\ 12\Phi l)$

Avec : Φ_l : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

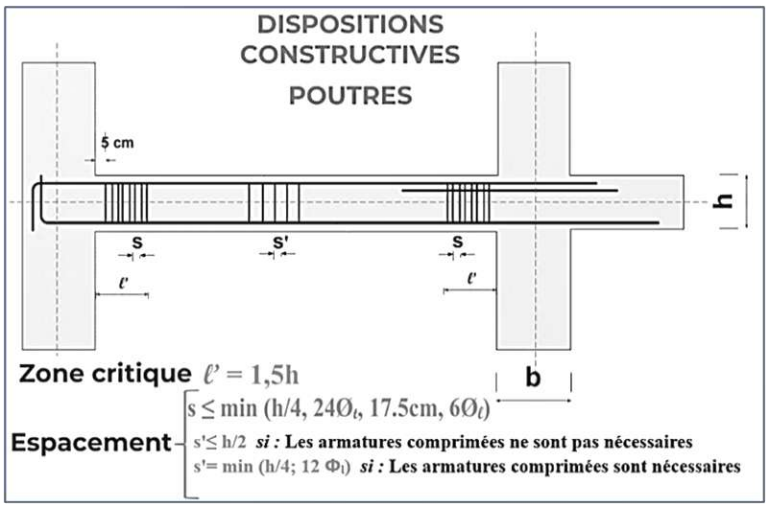


Figure V.4: *dispositions constrictives des poutres.*

V.3.2 Détermination des sollicitations :

Afin de garantir un dimensionnement sûr et économique, les sollicitations doivent être déterminées à partir de la poutre la plus sollicitée de manière défavorable.

Les poutres appuyées sur un voile porteur sont à éviter, car elles ne présentent pas de flexion réelle et peuvent entraîner un ferraillage excessif.

Tableau V.11: *les sollicitations les plus défavorable agissant sur les poutres principale et secondaire.*

Type	Section	Localisation		$M_{Max}(KN.m)$	Combinaison	$V_{max}(KN)$
Poutre principale	30×50	Appui	Positifs	402.10	*Accid*	327.21
			Négatif	-419.83	*Accid*	
		Travée		131.84	ELU (durable)	
Poutre secondaire	30× 40	Appui	Positifs	344.98	*Accid*	-519.76
			Négatif	-314.91	*Accid*	

Remarque :

Les valeurs des moments présentées dans le tableau ci-dessus montrent que les moments aux appuis sont significativement plus élevés que ceux au niveau des travées.

Cette différence illustre clairement l'influence des forces horizontales latérales sur la structure, en particulier les forces sismiques, qui augmentent notablement les charges aux points d'appui.

V.3.3 Calcul du ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul se fait en flexion simple selon le *CBA93*

Tableau V.12: *calcul le ferraillage des poutres en flexion simple*

	Poutre principale			Poutre secondaire	
$b\ (cm)$	30			30	
$h\ (cm)$	50			40	
$M_{Max}(KN.m)$	Appui		Travée	Appui	
	Positifs	Négatif		Positifs	Négatif
	402.10	-419.83	131.84	344.98	-314.91
σ_b(Mpa)	17.708	17.708	17.708	17.708	17.708
$d\ (cm)$	45	45	45	36	36
μ	0.358	0.374	0.117	0.480	0.438
μ_l	0.379	0.379	0.392	0.379	0.379
A' (cm^2) (Acier comprimé)	A'=0	A'=0	A'=0	/	A'≠0
A (cm^2) (Acier tendu)	29.16	31.06	9.01	/	Méthode fictive
M_{f1}(KN.m)	/	/	/	/	272.287
M_{f2}(KN.m)	/	/	/	/	42.623
$\acute{o}$	/	/	/	/	0.111
ε_l (‰)	/	/		/	2
$\acute{\varepsilon_s}$(‰)	/	/	/	/	2.889
σ_s(Mpa)	/	/	/	/	400
β_l	/	/	/	/	0.745
A_1 (cm^2)	/	/	/	/	25.381
A_2 (cm^2)	/	/	/	/	3.330
A (cm^2) (Acier tendu)	/	/	/	/	28.711
A'(cm^2) (Acier comprimé)	/	/	/	/	3.330
A_{min}(cm^2)	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2

Remarque :

À l'appui de la poutre secondaire, le coefficient de flexion relative (μ) a dépassé la limite admissible (0.480 > 0.478), ce qui a entraîné une sortie du domaine de la flexion simple. Par conséquent, nous allons augmenter la hauteur de la section en béton de 5 cm afin de réduire la valeur de et de revenir dans le domaine de la flexion simple.

Tableau V.13: *recalcul de la section d'armature*

	Poutre secondaire	
$\boldsymbol{b}$ $(\boldsymbol{cm})$	30	
$\boldsymbol{h}$ $(\boldsymbol{cm})$	45	
$\boldsymbol{M}_{\text{Max}}(\boldsymbol{KN.m})$	Appui	
	Positifs	Négatif
	344.98	-314.91
$\boldsymbol{\sigma_b}$(Mpa)	18.48	18.48
$\boldsymbol{d}$ $(\boldsymbol{cm})$	40.5	40.5
$\boldsymbol{\mu}$	0.379	0.346
$\boldsymbol{\mu_l}$	0.379	0.379
A' (cm^2)	A'≠0	A'=0
A (cm^2)	Méthode fictive	25.02
$\boldsymbol{M_{f1}}$(KN.m)	344.613	/
$\boldsymbol{M_{f2}}$(KN.m)	0.367	/
$\boldsymbol{\acute{o}}$	0.111	/
$\boldsymbol{\varepsilon_l}$ (‰)	2	/
$\boldsymbol{\acute{\varepsilon}_s}$(‰)	2.889	/
$\boldsymbol{\sigma_s}$(Mpa)	400	/
$\boldsymbol{\beta_l}$	0.745	/
A_1 (cm^2)	28.55	/
A_2 (cm^2)	0.03	/
A (cm^2)	28.58	/
A'(cm^2)	0.03	/
A_{min} (CBA93) (cm^2)	1.35	1.35

Tableau V.14: *choix de la section d'armature*

Type	Section	Localisation		$\boldsymbol{A}_{\text{Calculé}}$ (cm^2)	$\boldsymbol{A}_{\text{Choisi}}$ (cm^2)	Choix du Nombre de Barres et Diamètres
Poutre principale	30×50	Appui	A (cm^2)	31.06	31.42	10HA20
			A' (cm^2)	29.16	31.42	10HA20
		Travée	A (cm^2)	9.01	15.71	5HA20
			A' (cm^2)	0		
Poutre secondaire	30× 45	Appui	A (cm^2)	28.58	31.42	10HA20
			A' (cm^2)	25.02	25.76	5HA20+5HA16
		Travée	A (cm^2)	/	15.71	5HA20
			A' (cm^2)			

Remarque :
Les moments maximaux relevés dans les poutres principales et secondaires ont été utilisés pour déterminer le ferraillage maximal requis. Toutefois, ce ferraillage n'est pas nécessairement généralisé à toutes les poutres, et peut être réduit dans certains étages en fonction des sollicitations réelles de chaque poutre.

a.1) Les exigences de RPA2024 :

❖ **Exigences de ductilité pour la zone critique :**

Dans le cas de notre projet, cette distance est définie à partir de la poutre principale, qui présente la plus grande hauteur, soit 1.5h=1.5×50 = 75 cm *(Voir Figure V.4)*

❖ **Les pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales :**

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section

Tableau V.15: *Vérification de la section minimale des armatures longitudinales dans les poutres*

Type	Section	Localisation	A (cm^2)	A' (cm^2)	A+A' ($\boldsymbol{cm^2}$)	$\boldsymbol{A}_{Min}$ RPA2024 ($\boldsymbol{cm^2}$)	Observation
Poutre principale	30×50	Appui	31.42	31.42	62.84	7.5	CV
		Travée	15.71	15.71	31.42		
Poutre secondaire	30× 45	Appui	31.42	25.76	57.18	6.75	CV
		Travée	15.71	15.71	31.42		

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Remarque :

La zone de recouvrement des barres se fait seulement dans les travées, car les moments fléchissant (positifs et négatifs) aux appuis sont plus importants qu'en travée.

Donc, il est préférable d'éviter les recouvrements aux appuis pour ne pas créer de concentration de contraintes ni de faiblesse dans la transmission des efforts, ce qui pourrait affecter la performance et la continuité de l'élément structural.

Afin d'éviter une concentration excessive d'armatures, le recouvrement des barres longitudinales a été réparti sur deux travées différentes : trois barres en haut et en bas dans une première travée, et les deux restantes dans une autre.

Cette disposition permet de respecter le pourcentage maximal d'armatures longitudinales autorisé et facilite l'exécution.

❖ **Longueur minimale de recouvrement :**

$l_r \geq 60\ \Phi_l$ en zones IV, V et VI

$\Phi_l = 1.6$ cm $\rightarrow l_r \geq 60 \times 1.6 = 96$ cm $\rightarrow$ on adopte : l_r=100 cm

b) Armatures transversales :

b.1) Poutres principales : (30×50)

❖ **Diamètre des armatures transversales Φ_t:**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_l;\ \frac{b_0}{10}\right\} = (1.43\ ;\ 2\ ;\ 3)$ cm $\rightarrow \phi_t \leq 1.4$cm

$\rightarrow$ On adopte : $\phi_t = 8$ mm $\rightarrow a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 50.24$ mm².

Avec : a_t : section d'une barre $\rightarrow a_t = 0.502$ cm²

n_t : nombre des barres, $\rightarrow$ nt = 5

$A_t = a_t \times n_t = 2.51$ cm² $\rightarrow$ *A_t = 5HA8(deux cadres et une épingle)*

b.2) Poutres secondaire : (30×45)

❖ **Diamètre des armatures transversales Φ_t:**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_l;\ \frac{b_0}{10}\right\} = (1.29\ ;\ 1.6\ ;\ 3)$ cm $\rightarrow \phi_t \leq 1.2$cm

$\rightarrow$ On adopte : $\phi_t = 8$ mm $\rightarrow at = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 50.24$ mm².

Avec : a_t : section d'une barre $\rightarrow$ $a_t = 0.502$ cm²

n_t : nombre des barres $\rightarrow$ $n_t = 5$

$A_t = a_t \times n_t = 2.51$ cm² ➔*A_t = 5HA8 (deux cadres et une épingle)*

b.3) Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u" sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 "

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9h}$$

V_u : effort tranchant.

Pour les fissurations peu nuisibles, on a :

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- ✓ $\overline{\tau_u}$= 3.3 MPa (Situation durable).
- ✓ $\overline{\tau_u}$= 4.34 MPa (Situation accidentelle).

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau V.16: *vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres*

Type	Section	Situation	V_u (KN)	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Poutre principale	30×50	Accidentelle	327.21	2.42	4.34	CV
Poutre secondaire	30× 45	Accidentelle	519.76	4.28	4.34	CV

b.4) L'espacement :

❖ **Selon le CBA93 :**

$s \leq Min(0.9d\,;40\,cm\,)$

❖ **Selon RPA 2024 :**

- **Dans les zones critiques :**

$s = \ min\,(\frac{h}{4};\ 24\,\Phi t\,;\ 17.5\,cm\,;\ 6\,\Phi l)$

- **En dehors de la zone critique (zone courant) :**

▪ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $s' \leq \frac{h}{2}$ (En dehors de la zone critique)

▪ Les armatures comprimées sont nécessaires : $s' \leq \ min\,(\frac{h}{4};\ 12\Phi l)$ (pour la zone critique)

Avec : Φ_l : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

Tableau V.17: *L'espacement des armatures transversales selon les règlements CBA93 et RPA2024*

Type	Section	CBA93	RPA2024		Espacement choisi	
		s (cm)	S_C (cm)	S'_{NC} (cm)	S_C (cm)	S'_{NC} (cm)
Poutre principale	30×50	40	9.6	25	9	25
Poutre secondaire	30× 45	36	9.6	20	9	20

b.5)Armatures transversales minimale :

$A_{tcal} \geq A_(tmin) = \ 0.003\ \times (S \times b)$ ……**(RPA2024)**

Tableau V.18 : *vérification de la section minimale des armatures transversales*

Type	Section	A^t_{Min} (cm^2) RPA2024		A^t_{choisi} (cm^2)	$A^t_{choisi} \geq A_{t\,min}$
		ZC	ZNC		
Poutre principale	30×50	0.81	2.25	2.51	CV
Poutre secondaire	35×45	0.81	1.8	2.51	CV

V.3.4Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes normales à l'ELS :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Avec :

$\sigma_b = K_1 \times Y_1$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

Tableau V.19: *Vérification des contraintes normales à l'ELS*

	Poutre principale		Poutre secondaire
$b\ (cm)$	30		35
$h\ (cm)$	50		45
$M_{Max}(KN.m)$	Appui	Travée	Appui
	-152.4	95.62	-101.76
A (cm^2) (Acier tendu)	28.15	10.05	30.16
A'(cm^2) (Acier comprimé)	26.14	0	26.14
$d\ (cm)$	49.5	49.5	40.5
Y_1 (cm)	20.542	17.838	18.019
I_{XX} (cm^4)	433982.398	167978.957	454299.215
$K_1(N/mm^3)$	0.035	0.057	0.022
σ_b (Mpa)	0.721	1.015	0.404
$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	15	15	15
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	CV	CV	CV

b) Vérification de la flèche :

1)Poutres principales :(30×55) ; L_{Max} = 5.95 m; A_t = 10.05 cm^2

$M_0 = K \times M_0$ avec : $0.75 \leq k \leq 0.85$

$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{K \times M_0}{10 \times M_0} = \frac{K}{10} = \frac{0.75}{10} = 0.075$

Tableau V.20: *vérification de la flèche.*

Elément	1ére condition			2éme condition		3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{d \times b_0}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre principale	0.092	0.063	CV	0.075	CV	0.007	0.0105	CV

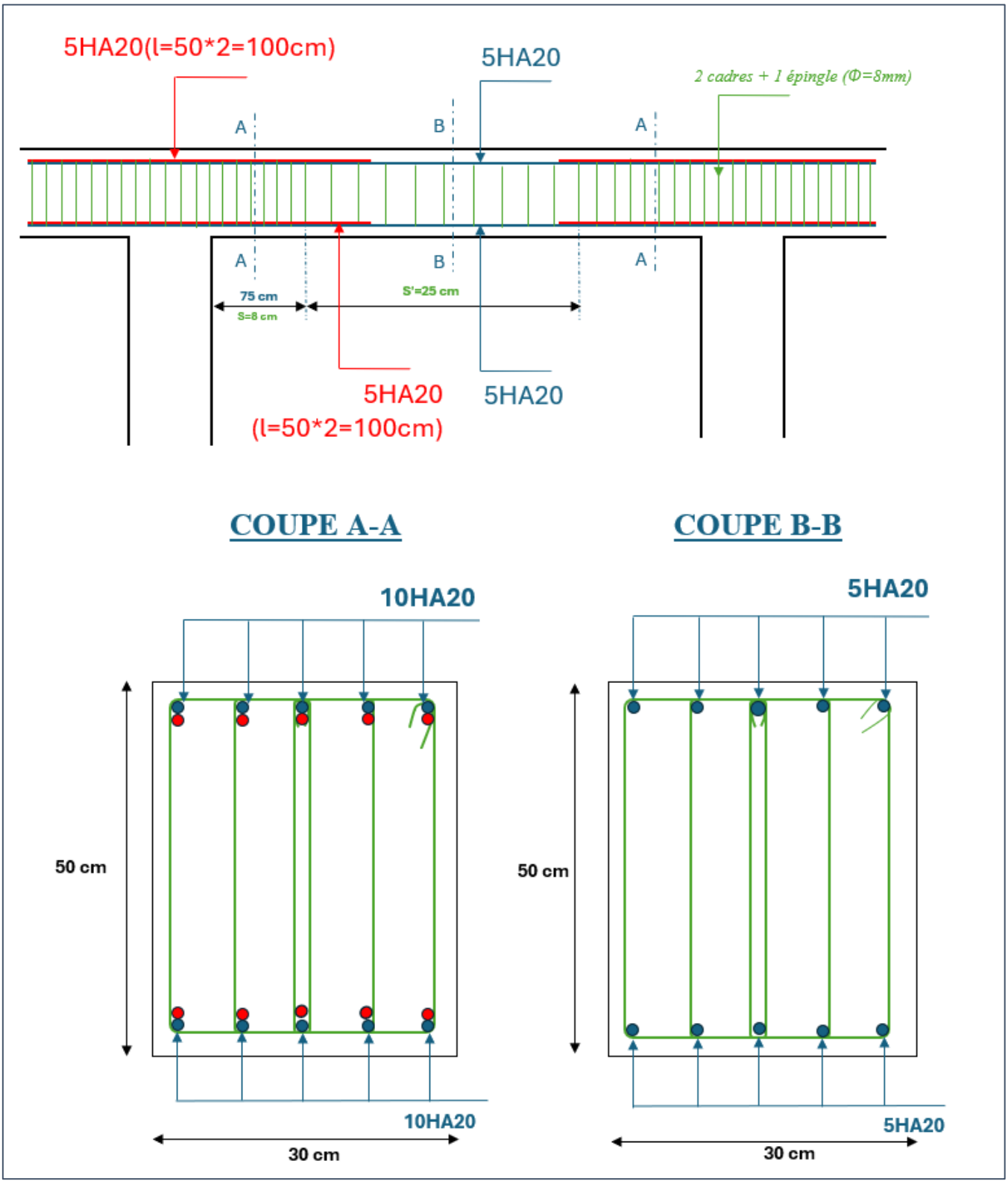
2)Poutres secondaires :(35×45) :L_{Max} = 4.85 m ; A_t = 10.05 cm^2

Tableau V.21: *vérification de la flèche.*

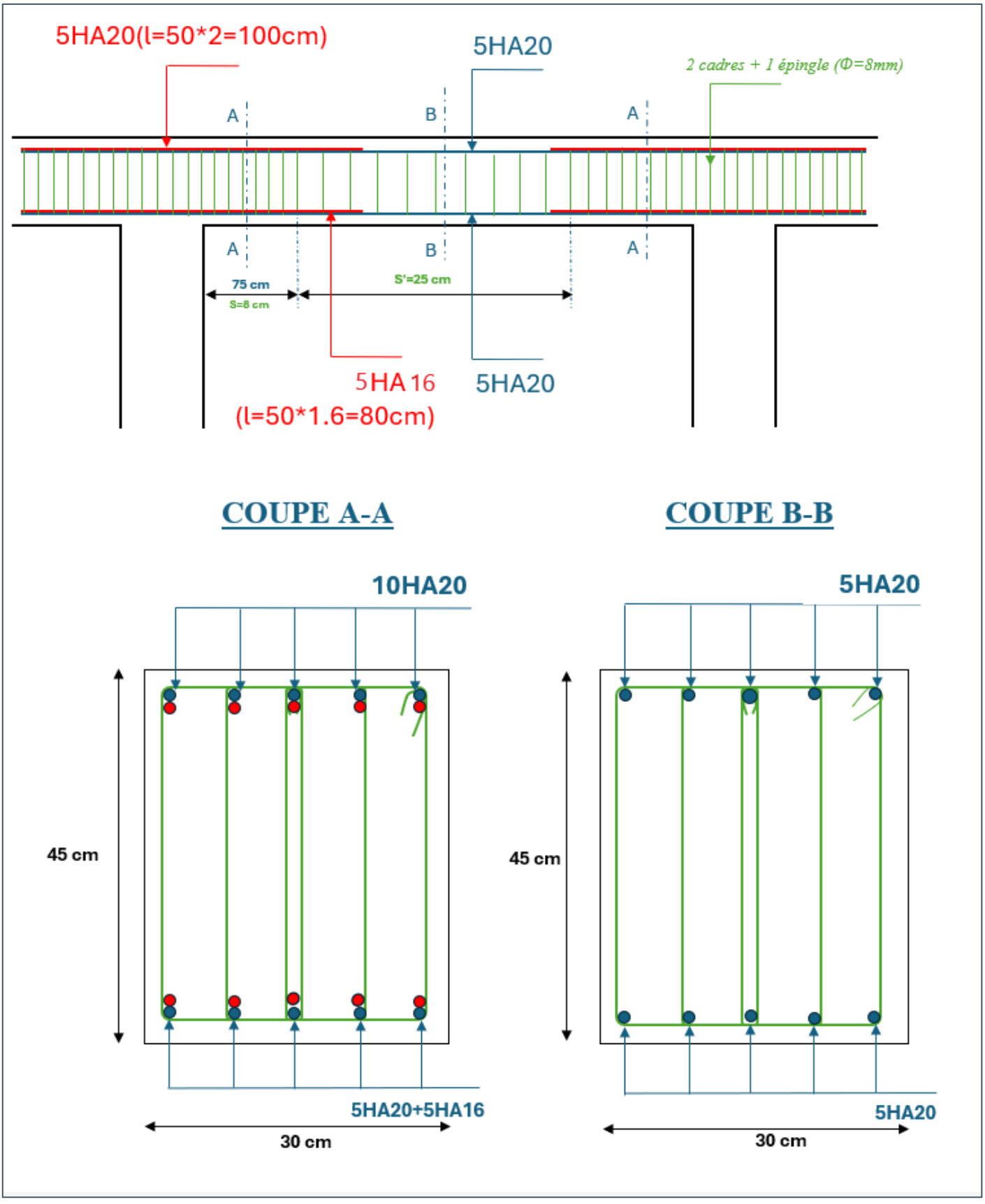
Elément	1ére condition			2éme condition		3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{d \times b_0}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre secondaire	0.093	0.063	CV	0.075	CV	0.0083	0.0105	CV

V.3.5Schéma de ferraillage :

Poutre principale



Poutre secondaire



V.5 Etude des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux essentiels dans les systèmes de construction conçus pour résister aux charges verticales et horizontales, en particulier dans les bâtiments de grande hauteur. Ils jouent un rôle fondamental dans la stabilité globale de l'ouvrage, notamment face aux actions sismiques et au vent.
Un ferraillage adéquat est indispensable pour permettre au voile de résister aux efforts induits par la flexion composée, résultant des charges permanentes (G), des charges d'exploitation (Q), ainsi que des sollicitations horizontales dues aux séismes.
Le dimensionnement et la disposition des armatures doivent respecter les exigences des règlements en vigueur, notamment le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, qui définit les critères de calcul, de résistance et de ductilité des voiles dans les zones sismiques.
Chaque voile doit comporter trois types principaux d'armatures :

- Des armatures verticales.
- Des armatures horizontales.
- Des armatures transversales.

Dans le cadre de notre projet, les voiles utilisés sont de type voiles pleins, c'est-à-dire des murs en béton armé sans ouvertures.

V.5.1 Les voiles pleins :

Dans le cadre du dimensionnement des voiles, il convient de rappeler que les combinaisons de calcul utilisées sont identiques à celles appliquées aux poutres et aux poteaux, conformément aux règlements en vigueur, notamment le *RPA 2024*.
Ces combinaisons tiennent compte des charges verticales (G et Q), qui engendrent principalement des efforts normaux, ainsi que des actions horizontales E, responsables principalement des efforts tranchants et des moments fléchissant.
Le ferraillage sera donc établi selon ces sollicitations, en tenant compte des spécificités géométriques et structurelles des voiles pleins.

V.5.1.1 Coffrages conformément au RPA2024 : *Art 7.7.1 page : 117*

a) Vérification de la contrainte limite de cisaillement : *Art 7.7.2page : 118*

$$\tau_b = \frac{1.4V_u}{b_w \times 0.9h} \leq 0.2 f_{c28}$$

Avec :

b_w : épaisseur du linteau ou du voile.

h : hauteur totale de la section brute (longueur de voiles).

Tableau V.22: *Vérification de la contrainte limite de cisaillement.*

Voile	Axe	$b_w(mm$	$h = l_w$ (mm)	Vu (KN)	$\tau_b = \frac{1.4V_u}{b_w \times 0.9h}$ (Mpa)	$0.2f_{c28}$ (Mpa)	Observation
1	AB ; 6	170	5800	1442.15	2.28	5	CV
2	BC ; 6	170	3500	1843.69	4.82	5	CV
3	C ; 56	170	3900	1841.61	4.32	5	CV
4	D ; 56	170	3850	1500.59	3.57	5	CV
5	AB ; 5	170	2050	1049.16	4.68	5	CV
6	A ; 45	170	5550	2040.03	3.36	5	CV
7	AB ; 1	170	7450	2040.03	2.51	5	CV
8	*Ascenseu*	170	2000	849.15	3.89	5	CV

b) épaisseurs minimales des éléments de rive confinés :

1)confinés avec un raidisseur :

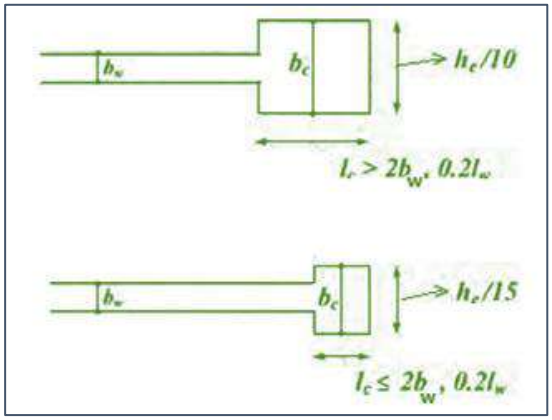


Figure V.5: *épaisseurs minimales des éléments de rive confinés Par un raidisseur orthogonal.*

Avec :

l_w **:** longueur du voile.

b_w **:** largeur de l'âme du voile.

- ✓ L'épaisseur, b_c des parties confinées de la section du voile (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 20cm.
- ✓ De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale $max\ (2b_w\ ;\ 0.2l_w)$,il convient que b_c ne soit pas inférieure à $\frac{h_e}{15}$, h_e étant la hauteur d'étage.
- ✓ Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale $max\ (2b_w\ ;\ 0.2l_w)$, il convient alors que b_c ne soit pas inférieure à $\frac{h_e}{10}$
- ✓ Nous allons vérifier la condition de l'épaisseur minimale des éléments de rive confinés par un raidisseur orthogonal aux deux derniers étages, car ceux-ci présentent un nombre de voiles différent.

✓ En descendant vers le rez-de-chaussée, la surface du raidisseur augmente, ce qui rend le respect de cette condition inévitable.

Tableau V.23: *vérification l'épaisseurs minimales des éléments de rive confinés par un raidisseur orthogonal.*

7ème Niveau	l_c (cm)	b_c (cm)	$\frac{h_e}{10}$ (cm)	$\frac{h_e}{15}$ (cm)	b_w (cm)	l_w (cm)	$2b_w$ (cm)	$0.2l_w$ (cm)	Max $(2b_w ; 0.2l_w)$	Vérification $b_c > \frac{h_e}{10}$ Ou $b_c > \frac{h_e}{15}$
C ; 56	30	30	30	20	17	390	34	78	78	CV
D ; 56	30	30	30	20	17	385	34	77	77	CV
A ; 45	30	30	30	20	17	555	34	111	111	CV
AB ; 5	30	30	30	20	17	205	34	41	41	CV
6ème Niveau	l_c (cm)	b_c (cm)	$\frac{h_e}{10}$ (cm)	$\frac{h_e}{15}$ (cm)	b_w (cm)	l_w (cm)	$2b_w$ (cm)	$0.2l_w$ (cm)	Max $(2b_w ; 0.2l_w)$	Vérification $b_c > \frac{h_e}{10}$ Ou $b_c > \frac{h_e}{15}$
AB ; 6	35	35	30	20	17	580	34	116	116	CV
BC ; 6	35	35	30	20	17	350	34	70	70	CV
C ; 56	35	35	30	20	17	390	34	78	78	CV
D ; 56	35	35	30	20	17	385	34	77	77	CV
AB ; 5	35	35	30	20	17	205	34	41	41	CV
A ; 45	35	35	30	20	17	555	34	111	111	CV
AB ; 1	35	35	30	20	17	745	34	149	149	CV

2) confinés avec un autre voile :

L'élément de rive peut comprendre des membrures orthogonales aux voiles. Dans ce cas, si le voile est relié à une membrure raidisseurs d'une épaisseur $(b_f \geq \frac{h_e}{15})$ et d'une longueur $(l_f \geq \frac{h_e}{5})$ et si l'élément de rive confiné doit être prolongé au-delà de la membrure dans l'âme sur une longueur supplémentaire allant jusqu'à $(3b_w)$, alors l'épaisseur de l'élément de rive confiné, b_c, reste égale à b_w

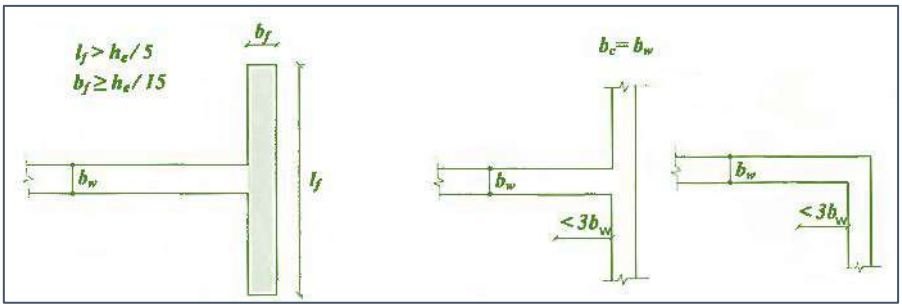


Figure V.6: *épaisseurs minimales des éléments de rive confinés par un Par un voile orthogonal.*

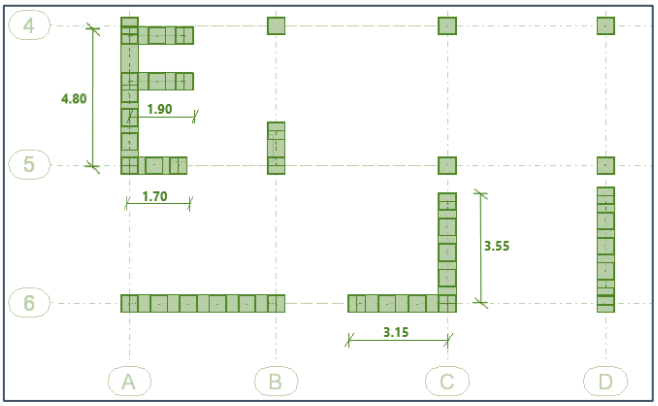
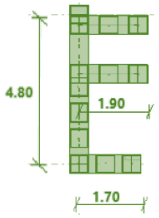
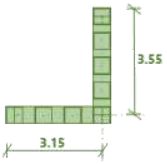


Figure V.7: *cas des voiles confinés présents dans notre projet*

Tableau V.24: *vérification épaisseurs minimales des éléments de rive confinés par un Par un voile orthogonal*

Cas	l_f (cm)	b_f (cm)	h_e (cm)	$\frac{h_e}{5}$ (cm)	$\frac{h_e}{15}$ (cm)	$l_f \geq \frac{h_e}{5}$	$b_f \geq \frac{h_e}{15}$
	555	17	300	60	20	CV	CNV
	350	17	300	60	20	CV	CNV

Remarque :

Ce critère fait partie des exigences du coffrage, mais selon le RPA 2024, il est intégré dans la partie ferraillage. C'est pourquoi nous ne l'avons découvert qu'une fois arrivés à la phase de ferraillage.

V.5.1.2 ferraillages des voiles conformément au RPA2024 : *Art 7.7.4 page : 122*

V.5.1.2.1 Les sollicitations des voiles :

- ✓ Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.
- ✓ Sous réserve du respect des conditions préalables de dimensionnement, le calcul des voiles et des trumeaux se fait exclusivement dans le plan moyen, en appliquant les règles courantes du béton armé.
- ✓ Classification des voiles selon le rapport $(\frac{h_w}{l_w})$:

- **Les voiles élancés** correspondent à $(\frac{h_w}{l_w} > 2)$:

  Le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

- **Les voiles courts** correspondent à $(\frac{h_w}{l_w} \leq 2)$.

- **Les voiles de grandes dimensions** correspondent à $(\frac{h_w}{l_w} \leq \frac{2}{3})$ *(cf. Annexe D du RPA2024).*

✓ Commentaires :

- **Commentaire (1) :**

Les voiles courts et les voiles de grandes dimensions, il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant, résultant du calcul de structure.

Tableau V.25: *Classification des voiles selon le rapport* $(\frac{h_w}{l_w})$

Voile	Axe	$h_w(m)$	$l_w(m)$	$\frac{h_w}{l_w}$	Type de voile
1	AB ; 6	23.80	5.80	4.103	Voiles élancés
2	BC ; 6	23.80	3.50	6.800	
3	C ; 56	27.20	3.90	6.974	
4	D ; 56	27.20	3.85	7.065	
5	AB ; 5	27.20	2.05	13.268	
6	A ; 45	27.20	5.55	4.901	
7	AB ; 1	23.80	7.45	3.195	
8	Ascenseur	27.20	2.00	13.60	

- **Commentaire (2) :**

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes.

- La première étape consiste a. avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique. Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuelle ment être négatif dans les étages supérieurs.

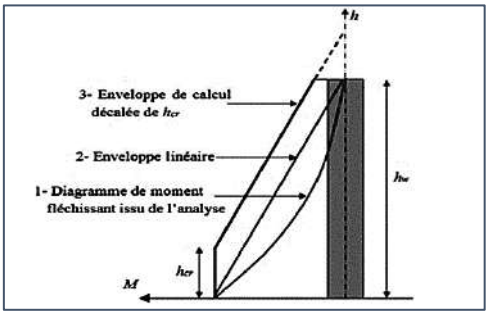


Figure V.8: *Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.*

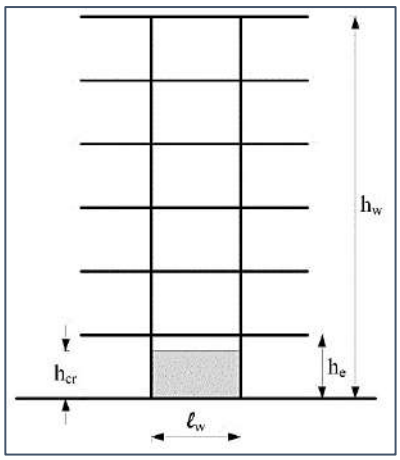


Figure V.9: *Zone critique a la base du voile.*

La hauteur, h_{cr}, de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit:

$$h_{cr} = Max\ (l_w; \frac{h_w}{6})$$

Mais :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_e \text{ : pour n} \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e \text{: pour n} > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Où :

h_e**:** est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.

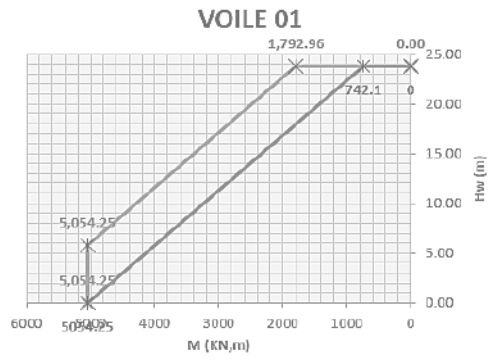
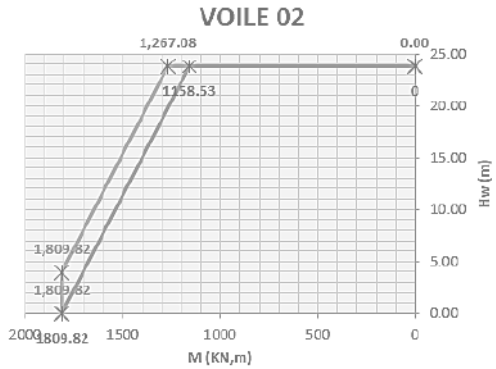
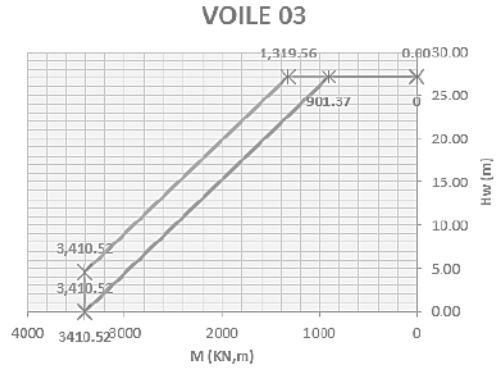
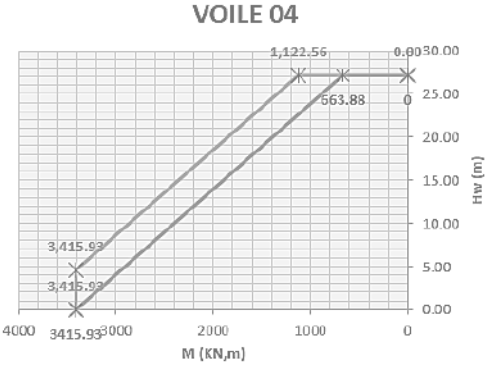
h_w **:** est la hauteur totale du voile.

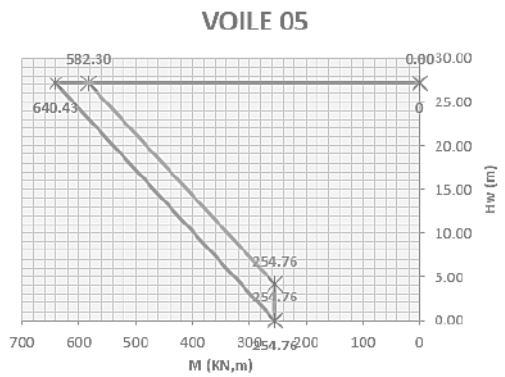
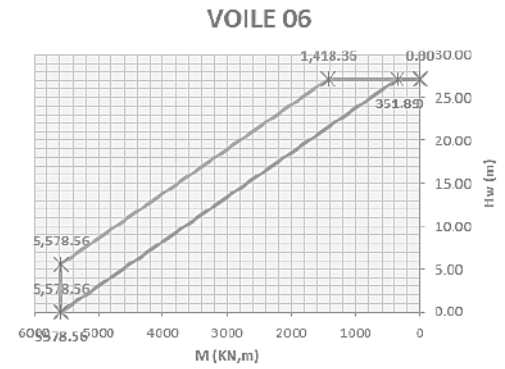
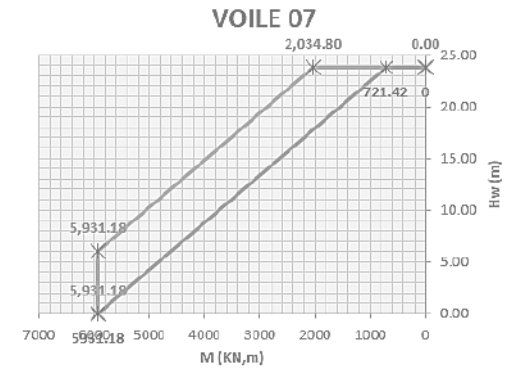
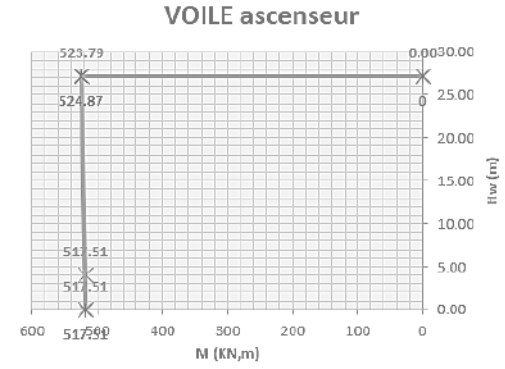
Tableau V.26: *hauteurs critiques des voiles selon le RPA2024.*

Voile	Axe	$h_w(m)$	$l_w(m)$	$\frac{h_w}{6}$	$Max\ (l_w; \frac{h_w}{6})$	$2.l_w(m)$	$2.h_e(m)$	$h_{cr}(m)$
1	AB ; 6	23.80	5.80	3.97	5.80	11.6	6	5.80
2	BC ; 6	23.80	3.50	3.97	3.97	7	6	3.97
3	C ; 56	27.20	3.90	4.53	4.53	7.8	6	4.53
4	D ; 56	27.20	3.85	4.53	4.53	7.7	6	4.53
5	AB ; 5	27.20	2.05	4.53	4.53	4.1	6	4.1
6	A ; 45	27.20	5.55	4.53	5.55	11.1	6	5.55
7	AB ; 1	23.80	7.45	3.97	7.45	14.9	6	6
8	Ascenseur	27.20	2.00	4.53	4.53	4	6	4

- **Moments fléchissant enveloppe de calcul :**

Tableau V.27: *Moments enveloppe de l'ensemble des voiles de notre projet*

Voile	Axe	$h_w(m)$	$h_{cr}(m)$	$l_w(m)$	$h_e(m)$	Moments fléchissant enveloppe
1	AB ; 6	23.80	5.80	5.80	3	
2	BC ; 6	23.80	3.97	3.50	3	
3	C ; 56	27.20	4.53	3.90	3	
4	D ; 56	27.20	4.53	3.85	3	

5	AB ; 5	27.20	4.1	2.05	3	
6	A ; 45	27.20	5.55	5.55	3	
7	AB ; 1	23.80	6	7.45	3	
8	Ascenseur	27.20	4	2.00	3	

✓ Pour les systèmes à contreventement mixte, contenant des voiles élances, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par la figure suivante :

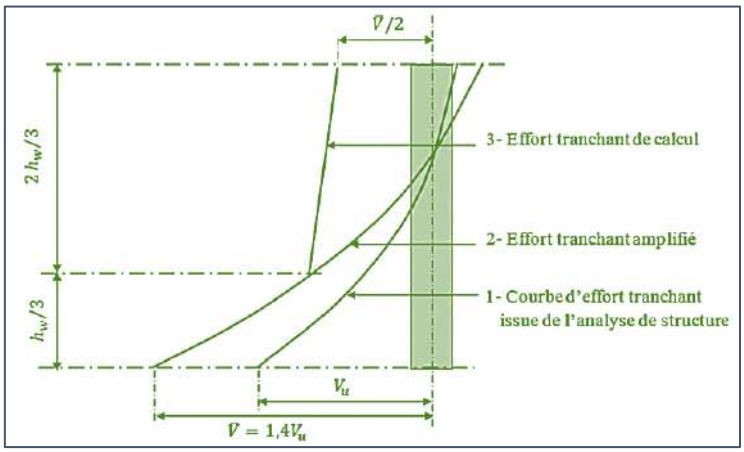


Figure V.10: *Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élances des systèmes a contreventement mixte.*

Commentaire :

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en. Trois étapes :

- La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.
- La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à$(\frac{h_w}{3})$.
- La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre $(\frac{h_w}{3})$et le sommet du voile.

L'enveloppe de calcul modifiée pour les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

Cependant, dans notre projet, l'enveloppe de l'effort tranchant n'est pas appliquée, car nous n'avons pas de système de contreventement mixte.

Tableau V.28: *sollicitations dans les voiles les plus sollicités.*

Voile	Axe	1er cas : $N_{Max} \longrightarrow M_{corr}$			2eme cas : $M_{Max} \longrightarrow N_{corr}$			V_{max} (KN)
		N_{Max} (KN)	M_{Corr} $(KN.m)$	Combinaison	M_{Max} $(KN.m)$	N_{Corr} (KN)	Combinaison	
1	AB ; 6	2198.62	5054.25	G+ΨQ-Ex-0.3Ey	5054.25	2198.62	G+ΨQ-Ex-0.3Ey	1442.15
2	BC ; 6	3823.41	610.13	G+ΨQ-0.3Ex-Ey	-1809.82	-1352.11	G+ΨQ+Ex+0.3Ey	1843.69
3	C ; 56	3983.69	3410.52	G+ΨQ-0.3Ex-Ey	3410.52	3983.69	G+ΨQ-0.3Ex-Ey	1841.61
4	D ; 56	2344.27	3415.93	G+ΨQ-0.3Ex-Ey	3415.93	2344.27	G+ΨQ-0.3Ex-Ey	1500.59
5	AB ; 5	2998.84	125.57	G+ΨQ-0.3Ex-Ey	640.43	-257.97	G+ΨQ+Ex+0.3Ey	1049.16
6	A ; 45	3960.05	2007.15	G+ΨQ-Ex-0.3Ey	5578.56	2659.52	G+ΨQ-0.3Ex-Ey	2040.03
7	AB ; 1	4081.96	615.25	G+ΨQ-Ex-0.3Ey	-5931.18	-576.22	G+ΨQ+Ex+0.3Ey	2040.03
8	Ascenseur	3195.11	186.74	G+ΨQ-0.3Ex-Ey	523.79	2089.72	G+ΨQ-Ex-0.3Ey	849.15

V.5.1.2.2Ferraillage des éléments de rive :

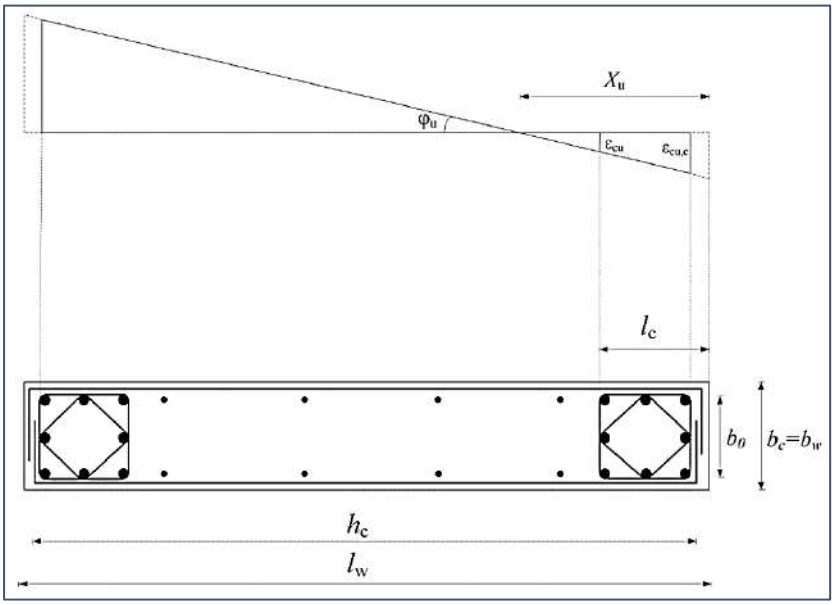


Figure V.11: *éléments de rives pour les voiles.*

✓ Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, l_c

$$l_c \geq Max\ (0.15l_w;1.5b_w)$$

Avec :

l_w: longueur du voile.

b_w: largeur de l'âme du voile.

✓ Le pourcentage des armatures longitudinales (verticale), dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée ($A_l \geq 0.005(l_c \times b_w)$).

Tableau V.29 : *Pourcentages des armatures longitudinales et les longueurs des éléments de rive.*

Voile	Axe	b_w (cm)	l_w (cm)	$l_c \geq$ Max $(0.15l_w;1.5b_w)$ (cm)	$A_{min} = A_l \geq 0.005(l_c \times b_w)$ (cm^2)
1	AB ; 6	17	580	$l_c \geq 90$	7.65
2	BC ; 6	17	350	$l_c \geq 55$	4.675
3	C ; 56	17	390	$l_c \geq 60$	5.1
4	D ; 56	17	385	$l_c \geq 60$	5.1
5	AB ; 5	17	205	$l_c \geq 35$	2.975
6	A ; 45	17	555	$l_c \geq 85$	7.225
7	AB ; 1	17	745	$l_c \geq 115$	9.775
8	Ascenseur	17	200	$l_c \geq 30$	2.975

- ✓ Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq Min\ (\frac{b_0}{3}\ ;\ 12.5cm\ ;\ 6\emptyset_l)$$

Où :

$\emptyset_l$**:** représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\emptyset_l \geq 12mm$

- ✓ La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser20cm.
- ✓ La section des armatures de confinement (les armatures transversale) dans les éléments de rive, (A_t) :

$$A_t \geq \left(Max(\ A_t\ =\ 0.09 \cdot s_t \cdot b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e}\quad ;\quad A_t\ =\ 0.3 \cdot s_t \cdot b_0 \times (\frac{A_g}{A_c} - 1) \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right)$$

Où :

b_0: représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive.

$(\frac{A_g}{A_c})$: représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

V.5.1.2.3 Ferraillage de l'âme :

a) Aciers verticaux :

- ✓ Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques D'adhérence, relies par des étriers espaces d'environ 500 mm
- ✓ Le diamètre maximal($\emptyset_{max}$) des armatures d 'âme doivent respecter la condition :

$$8\text{mm} \leq \emptyset_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

- ✓ L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur $\emptyset_{v\ min}$: $S_v\ \leq\ Min\ (25cm\ ;25\emptyset_v^{min})$
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux :

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- ✓ Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire :

$$\frac{A_h}{s_t} \geq \frac{1.4V_u}{z \times f_e}$$

Avec :

V_u: l'effort tranchant max

z **:** distance entre les centres de gravite des armatures des deux extrémités confinées.

c) Règles communes :

- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :

  $60\emptyset_l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI

  $50\emptyset_l$ pour les barres situées dans les zones I, II et III.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les **aciers de couture** dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1\left(\frac{1.4V_u}{f_e}\right)$$

Seul est rajoute l'écart entre la section obtenue (A_{vj}) et celle des barres existantes (A_v)

$$A_{adoptée} = \begin{cases} A_v - A_{vj} & \text{si } A_v - A_{vj} > 0 \\ 0 & \text{si } A_v - A_{vj} \leq 0 \end{cases}$$

Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10 mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\emptyset_l$).

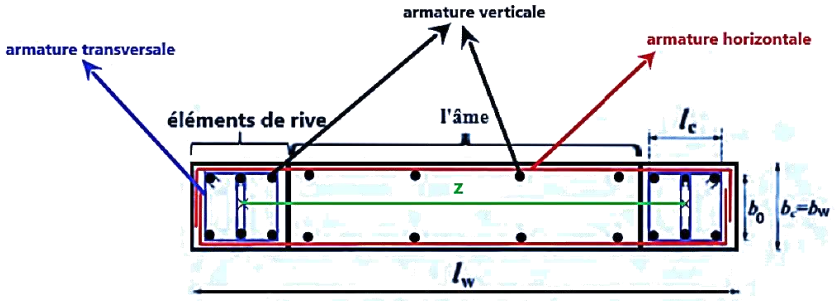


Figure V.12: *désignation des éléments d'un voile en béton armé*

d)Conditions de ductilité locale : *Art 7.7.5 page : 127*

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, ω_{wd}, dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \times \mu_\emptyset(v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy \cdot d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$$\omega_{wd} = \frac{Volume\ des\ armatures\ de\ confinement}{volme\ du\ noyau\ en\ béton} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0.12$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

OÙ :

$\mu_\emptyset$: Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ;

ε_{sy}: Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$

E_s : module d'élasticité de l'acier

v_d: effort normal réduit, cas d'un e section rectangulaire

ω_v : pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes

$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$

A_{sv} : section de ferraillage correspondant à la section de l'âme du voile

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{cd}: valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

α: coefficient d'efficacité du confinement, égal à $(\alpha_n ; \alpha_s)$, avec :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6 \times b_0 \times h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{t}{2h_0}\right) \end{cases}$$

n: nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i: distance entre des barres maintenues consécutives.

b_0, h_0,t : grandeurs géométriques.

- ✓ Il convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd}égaleà0.12dans la zone critique a la base du voile.
- ✓ Le coefficient de ductilité en courbure $(\mu_\emptyset)$ peut être détermine, en fonction de la période fondamentale (T_o), de la valeur (T_2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement ($\frac{R}{Q_f}$) et du rapport ($\frac{M_{ED}}{M_{RD}}$).

$$\mu_\emptyset = \begin{cases} Si : T_0 \geq T_2 \quad \rightarrow \quad \mu_\emptyset = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \\ Si : T_0 < T_2 \quad \rightarrow \quad \mu_\emptyset = 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} \end{cases}$$

M_{ED}: est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de (h_{cr}) a la base du mur ;

M_{RD}: est la résistance à la flexion de calcul.

- ✓ La position de l'axe neutre, X_μ, correspondant à la courbure ultime après éclatement du bêton situe hors du noyau confine des éléments de rive peut être estimée corrm1e suit :

$$X_\mu = (v_d + \omega_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

- ✓ Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive,l_c^{calcul}, il est nécessaire de calculer le Raccourcissement limite à la rupture, $\varepsilon_{cu.c}$, du béton comprime :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$$

Soit donc :

$l_c^{calcul}=X_\mu \cdot \left(1-\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right)$

Avec :ε_{cu} = 0.0035

✓ Cette longueur l_c^{calcul} doit être supérieure à $max(0.15l_w\ ;\ 1.5b_w)$

V.5.1.2.4Résumé de calcul de ferraillage d'un voile en béton armé selon le RPA2024 :

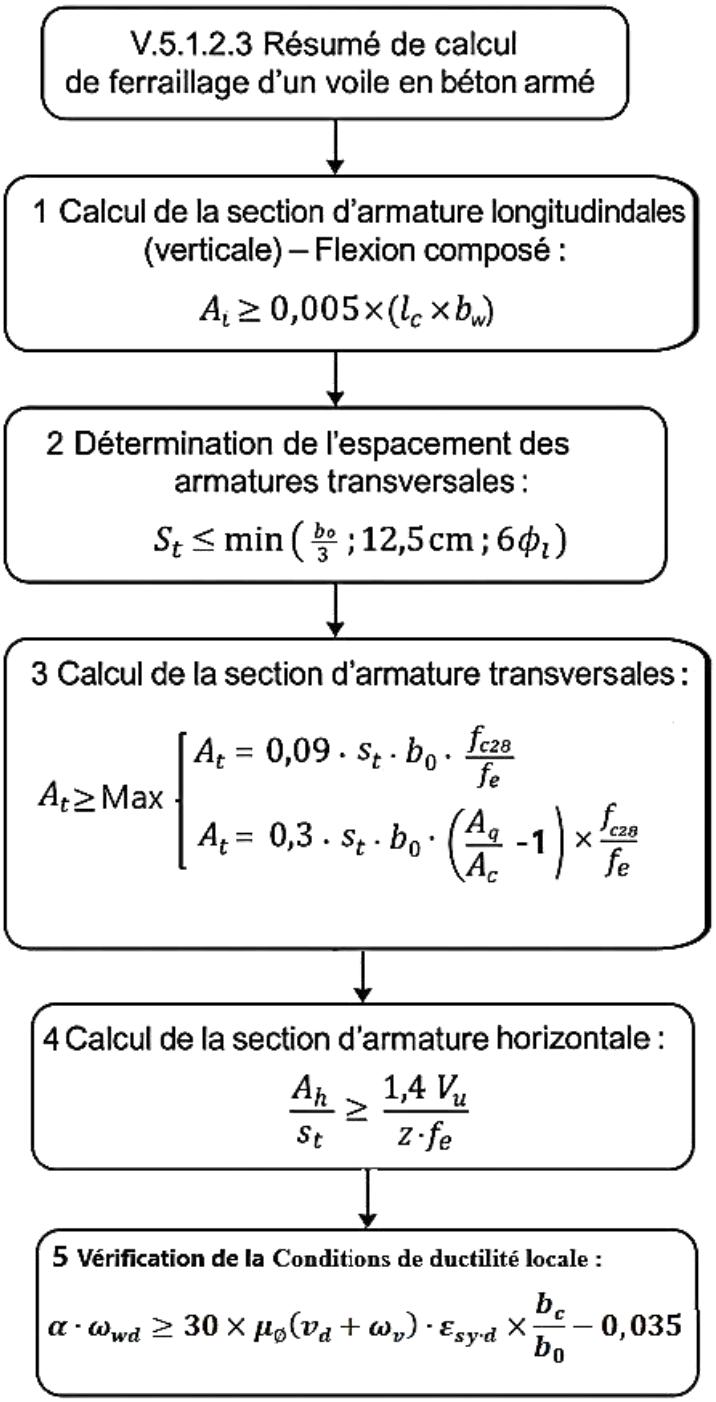


Figure V.13: *organigramme de calcul de ferraillage d'un voile en BA*

V.5.1.2.4.1 Calcul la section d'armature longitudinales (verticale), en flexion composé :

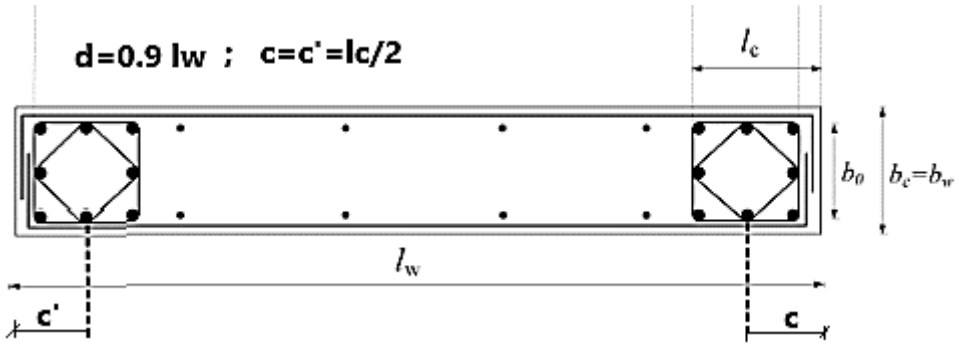


Figure V.14: *Disposition des paramètres, d, c et c', utilisés dans le calcul de la flexion composée*

A_{min}= 0.005($b_w \times l_c$)……RPA2024

$A_{min}=\frac{b_w \times l_w}{1000}$……CBA93

Tableau V.30 : *Sections d'armatures longitudinales calculées sous flexion composée*

Voile	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Type de section	A_{cal} cm²	A_{min} (cm²) (CBA)	A_{min} (cm²) (RPA)	A_{choisi} (cm^2)	Choix du Nombre de Barres et Diamètres
1	1er	2198.62	5054.25	SPC	< 0	9.86	7.65	13.57	12HA12
	2eme	5054.25	2198.62	SPC	< 0				
2	1er	3823.41	610.13	SET	33.08	5.95	4.675	36.19	18HA16
	2eme	-1809.82	-1352.11	SPC	< 0				
3	1er	3983.69	3410.52	SPC	< 0	6.63	5.1	11.31	10HA12
	2eme	3410.52	3983.69	SPC	< 0				
4	1er	2344.27	3415.93	SPC	< 0	6.55	5.1	11.31	10HA12
	2eme	3415.93	2344.27	SPC	< 0				
5	1er	2998.84	125.57	SPC	13.02	3.49	2.975	15.83	14HA12
	2eme	640.43	-257.97	SPC	< 0				
6	1er	3960.05	2007.15	SPC	< 0	9.44	7.225	13.57	12HA12
	2eme	5578.56	2659.52	SPC	< 0				
7	1er	4081.96	615.25	SPC	44.14	12.67	9.775	44.23	22HA16
	2eme	-5931.18	-576.22	SPC	< 0				
Ascenseur	1er	3195.11	186.74	SPC	< 0	3.4	2.975	6.79	6HA12
	2eme	523.79	2089.72	SPC	< 0				

❖ **Remarque :**

Étant donné que l'armature est disposée de manière symétrique dans le voile, on a adopté la plus grande des deux sections (partie comprimée et partie tendue) comme section d'armature longitudinale,
tout en respectant les valeurs minimales exigées par les règlements CBA93 et RPA 2024.

✓ **L'espacement :**

- Selon RPA2024 :

S_v (éléments de rive) ≤ 20 cm

S_v (l'âme)≤ Min (25cm ; $25\emptyset_v^{min}$)

- Selon CBA93 **:** *Art A.6.4.5 page : 72*

- Entre armatures voisines la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions à :
  - Leur diamètre si elles sont isolées.
  - La largeur des paquets dont elles dont partie dans le cas contraire.
  - En outre, cette même distance libre doit être au moins égale à **cg**, dans la direction verticale et à 1,5 cg dans la direction horizontale, **cg** désignant la grosseur du plus gros granulat utilisé.
  - On a toujours intérêt à adopter des distances supérieures aux valeurs minimales indiquées particulièrement dans le cas où les armatures ne sont pas aisément accessibles au bétonnage.

✓ Le diamètre maximal($\emptyset_{max}$) des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$8mm \leq \emptyset_{max} \leq \frac{b_w}{8} \rightarrow 8mm \leq \emptyset_{max} \leq \frac{170}{8} = 21.25mm \rightarrow \emptyset_{max} = 12$ mm

Tableau V.31: *Espacement des armatures verticales dans les voiles.*

Voile	Axe	b_w (cm)	l_w (cm)	Eléments de rive			L'âme			
				l_c (cm)	Choix du Nombre de Barres et Diamètres	S_v (cm)	l (cm)	$\emptyset_{Max}$ (mm)	S_v (cm)	Choix du Nombre de Barres et Diamètres
1	AB ; 6	17	580	90	12HA12	18	395	12	25	32HA12
2	BC ; 6	17	350	55	18HA16	6	186	12	25	14HA12
3	C ; 56	17	390	65	10HA12	16	255	12	25	22HA12
4	D ; 56	17	385	65	10HA12	16	250	12	25	22HA12
5	AB ; 5	17	205	35	14HA12	5	87	12	25	6HA12
6	A ; 45	17	555	85	12HA12	17	380	12	25	32HA12
7	AB ; 1	17	745	115	22HA16	11	510	12	25	42HA12
8	Ascenseur	17	200	30	6HA12	15	140	12	25	12HA12

❖ **Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}$=15 MPa ;$\overline{\sigma_s}$ = min$\left[110\sqrt{f_{tj} \times \eta}\ ; \frac{2f_e}{3}\right]$= 201.633 MPa

σ_{b1}= $\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{G\prime} \times \gamma_1}{I_{G\prime}}$;σ_{s1}=15 $\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{G'}(\gamma_1 - C_1)}{I_{G\prime}}\right]$……SEC

σ_b=K× y_1 ; $\acute{\sigma_s}$= 15×K×($y_1 - c'$) ; σ_s=15×K×($d - y_1$)……SPC

Tableau V.32: *Vérification des contraintes à l'état limite de service.*

Voile	Axe	N_{ser} (KN)	M_{ser} ($KN.m$)	Type de section	σ_{b1} (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_{s1} (MPa)		$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Observation
1	AB ; 6	551.05	50.56	SEC	0.59	15	8.70		202	CV
2	BC ; 6	250.82	71.69	SEC	0.51	15	7.18		202	CV
3	C ; 56	287.12	25.94	SEC	0.48	15	6.98		202	CV
4	D ; 56	254.3	59.81	SEC	0.51	15	7.26		202	CV
5	AB ; 5	123.72	60.1	SPC	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MP)	σ_s(MPa)	$\acute{\sigma_s}$(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	Observation
					2.15	15	183.2	28.18	202	CV
6	A ; 45	509.93	15.06	SEC	0.54	15	8.02		202	CV
7	AB ; 1	61.63	50	SEC	0.07	15	0.98		202	CV
8	Ascenseur	107.43	98.8	SPC	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma_b}$(MP)	σ_s(MPa)	$\acute{\sigma_s}$(MPa)	$\overline{\sigma_s}$(MPa)	Observation
					1.87	15	154.9	24.47	202	CV

V.5.1.2.4.2 Détermination de l'espacement et de la section des armatures transversale :

❖ **RPA2024 :**

$$A_t \geq \begin{cases} A_{t1} = 0.09 \times s_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \\ A_{t2} = 0.3 \times s_t \times b_0 \times (\frac{A_g}{A_c} - 1) \times \frac{f_{c28}}{f_e} \end{cases}$$

$S_t \leq$ Min ($\frac{b_0}{3}$; 12.5cm ; 6$\emptyset_l$)

❖ **CBA93 :**

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa} \ \ (\text{situation durable}) \\ \overline{\tau}_u = 4.32\ \text{MPa} \ \ (\text{situation accidentel le}) \end{cases}$$

$S_t \leq$ Min (b_w+10 ; 15$\Phi_{l\,max}$; 40 cm)

$$\Phi^t \geq \frac{\emptyset^l_{max}}{3}$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K) \times b_w \times s_t}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} \rightarrow f_{t28} = 2.1Mpa;\ K = 1 + 3 \times \frac{N_{ser}}{B \times f_{c28}}\ \text{(N : compression)}$$

Tableau V.33: *Détermination de l'espacement et de la section des armatures transversale*

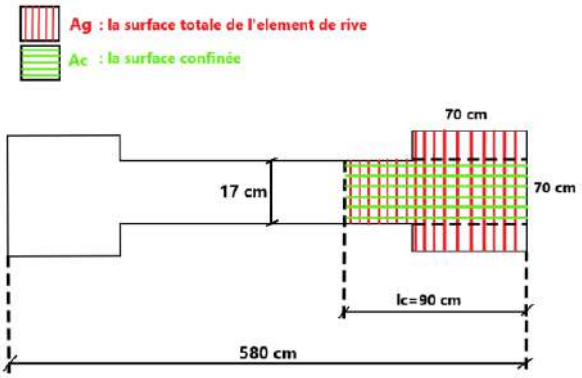
Voile		1	2	3	4	5	6	7	8
Axe		AB ; 6	BC ; 6	C ; 56	D ; 56	AB ; 5	A ; 45	AB ; 1	Ascenseur
$V_{max}(KN)$		1442.15	1843.69	1841.61	1500.59	1049.16	2040.03	2040.03	849.15
Situation		*Accid*	*Accid*	*Accid*	*Accid*	*Accid*	*Accid*	*Accid*	*Accid*
$\Phi_{lmax}(mm)$		12	16	12	12	12	12	16	12
RPA2024	$\frac{b_0}{3}(cm)$	4	4	4	4	4	4	4	4
	$6\emptyset_l(cm)$	7.2	9.6	7.2	7.2	7.2	7.2	9.6	7.2
	$S_t(cm)$	4	4	4	4	4	4	4	4
	$A_g(cm^2)$	5240	3850	4550	4550	2450	5155	5665	12971
	$A_c(cm^2)$	1530	935	1105	1105	595	1445	1955	1530
	$A_{t1}(cm^2)$	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27
	$A_{t2}(cm^2)$	2.182	2.806	2.806	2.806	2.806	2.311	1.708	/
CBA93	$\emptyset_{min}^t(mm)$	6	6	6	6	6	6	6	6
	$S_t(cm)$	4	4	4	4	4	4	4	4
	τ_u(Mpa)	1.63	3.44	3.09	2.55	3.35	2.40	1.79	2.78
	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	4.32	4.32	4.32	4.32	4.32	4.32	4.32	4.32
	Observation	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV
	$A_t(cm^2)$	0.27	0.79	0.69	0.54	0.76	0.49	0.33	0.60
$S_t^{choisi}(cm)$		4	4	4	4	4	4	4	4
$A_t(cm^2)$		2.182	2.95	2.806	2.806	2.806	2.311	1.708	0.60
$A_t^{choisi}(cm^2)$		3.02	2.83	3.02	3.02	3.14	2.58	3.39	1.13
Nombre de barres		6HA8	10HA6	6HA8	6HA8	4HA8 + 4HA6	4HA8 + 2HA6	12HA6	4HA6

$(\frac{A_g}{A_c})$**:** représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

❖ **Exemple de calcul $(\frac{A_g}{A_c})$: voile 1**

A_g = (70×70) + [(90-70)×17] = 5240 cm^2

A_c = 90×17 = 1530cm^2



V.5.1.2.4.3Calcul la section d'armature horizontale :

$$\frac{A_h}{s_t} \geq \frac{1.4V_u}{z \times f_e} \rightarrow A_h \geq \frac{1.4V_u \times s_t}{z \times f_e}$$

Tableau V.34: *Calcul la section d'armature horizontale.*

Voile	Axe	b_w (cm)	l_w (cm)	S_t (cm)	Vmax (KN)	Z (cm)	$A_{h\,cal}$ (cm^2)	$A_{h\,choisi}$ (cm^2)	Choix du Nombre de Barres et Diamètres
1	AB ; 6	17	580	4	1442.15	490	0.41	0.57	2HA6
2	BC ; 6	17	350	4	1843.69	295	0.87	1.01	2HA8
3	C ; 56	17	390	4	1841.61	325	0.79	1.01	2HA8
4	D ; 56	17	385	4	1500.59	325	0.65	1.01	2HA8
5	AB ; 5	17	205	4	1049.16	170	0.86	1.01	2HA8
6	A ; 45	17	555	4	2040.03	470	0.61	1.01	2HA8
7	AB ; 1	17	745	4	2040.03	630	0.45	0.57	2HA6
8	Ascenseur	17	200	4	849.15	170	0.72	1.01	2HA8

V.5.1.2.4Vérification de la condition de ductilité locale :

a) Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises (ω_{wd}):

$$\omega_{wd}=\frac{Volumedesarmaturesdeconfinement}{volmedunoyauenbéton}\cdot\frac{f_{yd}}{f_{cd}}\geq 0.12$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}}=\frac{f_e}{f_{c28}}\cdot\frac{\gamma_b}{\gamma_s}=\frac{400\times1.2}{25\times1}=\mathbf{19.2}$$

Tableau V.35: *Calcul le rapport mécanique* (ω_{wd})

Voile	Axe	l_c (cm)	Φ_t (cm)	s_t (cm)	b_0 (cm)	l_{AC} (cm)	SAC (cm^2)	V_{AC} (cm^3)	V_{noyau} (cm^3)	ω_{wd}
1	AB ; 6	90	0.8	4	11.2	439.2	0.502	220.478	4032	1.050
2	BC ; 6	55	0.6	4	11.4	474	0.283	134.142	2508	1.027
3	C ; 56	65	0.8	4	11.2	310.2	0.502	155.720	2912	1.027
4	D ; 56	65	0.8	4	11.2	310.2	0.502	155.720	2912	1.027
5	AB ; 5	35	0.8	4	11.2	196.8	0.502	98.794	156	1.511
			0.6	4		86.8	0.283	24.564		
6	A ; 45	85	0.8	4	11.2	356.8	0.502	179.114	3808	1.004
			0.6	4		70.4	0.283	19.923		
7	AB ; 1	115	0.6	4	11.4	944.8	0.283	267.378	5244	0.979
8	Ascenseur	30	0.6	4	11.4	133.6	0.283	37.809	1368	0.531

b) coefficient d'efficacité du confinement *(α)*:

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6 \times b_0 \times h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{t}{2h_0}\right) \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\alpha} = \alpha_n \times \alpha_s$$

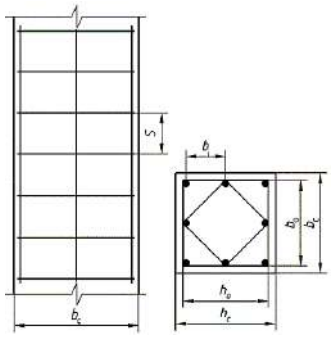


Tableau V.36: *Calcul le coefficient d'efficacité du confinement* ($\boldsymbol{\alpha}$)

Voile	Axe	$\boldsymbol{h_0 = l_c}$ $(\boldsymbol{cm})$	$\boldsymbol{b_0}$ (cm)	b_i=$\boldsymbol{S_V}$ (cm)	t=S_t (cm)	$\boldsymbol{n}$	$\boldsymbol{\alpha_n}$	$\boldsymbol{\alpha_s}$	$\boldsymbol{\alpha}$
1	AB ; 6	90	11.2	18	4	12	0.946	0.803	0.760
2	BC ; 6	55	11.4	6.9	4	18	0.987	0.795	0.785
3	C ; 56	60	11.2	16.25	4	10	0.935	0.794	0.742
4	D ; 56	60	11.2	16.25	4	10	0.935	0.794	0.742
5	AB ; 5	35	11.2	7	4	14	0.979	0.774	0.758
6	A ; 45	85	11.2	17	4	12	0.949	0.802	0.762
7	AB ; 1	115	11.4	11.5	4	22	0.983	0.810	0.797
8	Ascenseur	30	11.4	15	4	6	0.890	0.770	0.685

c) Le coefficient de ductilité en courbure ($\mu_\emptyset$) :

$$\mu_\emptyset = \begin{cases} Si: T_0 \geq T_2 \quad \rightarrow \quad \mu_\emptyset = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \\ Si: T_0 < T_2 \quad \rightarrow \quad \mu_\emptyset = 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} \end{cases}$$

On a: $T_0 = 0.682 \geq T_2 = 0.50 \quad \rightarrow \quad \mu_\emptyset = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_f} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1$

$$\frac{R}{Q_f} = \frac{4.5}{1.25} = 3.6 \quad ; \quad \frac{T_2}{T_0} = \frac{0.50}{0.682} = 0.733$$

Tableau V.37: *Calcul le coefficient de ductilité en courbure* ($\mu_\emptyset$)

Voile	Axe	$\boldsymbol{M_{ED}}$ $(\boldsymbol{KN.m})$	$\boldsymbol{M_{RD}}$ $(\boldsymbol{KN.m})$	$\boldsymbol{\mu_\emptyset}$
1	AB ; 6	5054.25	3 060	10.892
2	BC ; 6	-1809.82	4 250	2.066
3	C ; 56	3410.52	1 862	12.188
4	D ; 56	3415.93	1 703	13.442
5	AB ; 5	254.76	1 120	0.638
6	A ; 45	5578.56	2 332	16.224
7	AB ; 1	-5931.18	11 248	2.797
8	Ascenseur	517.51	475,8	6.831

d) Le pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes (ω_v):

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{400 \times 1.2}{25 \times 1} = 19.2$$

Tableau V.38 : *Calcul le pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes* (ω_v)

Voile	Axe	b_w (cm)	l_w (cm)	l_c (cm)	A_{sv} (cm^2)	ω_v
1	AB ; 6	17	580	90	13.57	0.038
2	BC ; 6	17	350	55	36.19	0.170
3	C ; 56	17	390	65	11.31	0.049
4	D ; 56	17	385	65	11.31	0.050
5	AB ; 5	17	205	35	15.83	0.132
6	A ; 45	17	555	85	13.57	0.040
7	AB ; 1	17	745	115	44.23	0.097
8	Ascenseur	17	200	30	6.79	0.055

e) L'effort normal réduit (v_d):

Tableau V.39 : *Calcul l'effort normal réduit* (v_d)

Voile	Axe	B_C (mm^2)	N_d (N)	$v_d = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$
1	AB ; 6	1728000	2198620	0,05
2	BC ; 6	966000	3823410	0,16
3	C ; 56	1034000	3983690	0,15
4	D ; 56	1025500	2344270	0,09
5	AB ; 5	719500	2998840	0,17
6	A ; 45	1685500	3960050	0,09
7	AB ; 1	2008500	4081960	0,08
8	Ascenseur	340000	1726030	0.203

f) vérification de la condition :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \times \mu_{\emptyset}(v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy \cdot d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

Tableau V.40 : *vérification de la condition de ductilité locale*

Voile	Axe	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	$30 \times \mu_{\emptyset}(v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy \cdot d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0.035$	Observation
1	AB ; 6	0.798	0.052	CV
2	BC ; 6	0.806	0.026	CV
3	C ; 56	0.762	0.186	CV
4	D ; 56	0.762	0.136	CV
5	AB ; 5	1.145	-0.017	CV
6	A ; 45	0.765	0.157	CV
7	AB ; 1	0.780	0.009	CV
8	Ascenseur	0.364	0.123	CV

ε_{sy}: Valeur de la déformation a la limite élastique de l'acier : $\varepsilon_{sy}=\frac{fe}{E_s}=\frac{400}{200000}=0.002$

❖ **La position de l'axe neutre X_μ :**

$$X_\mu=(v_d+\omega_v)\times\frac{l_w\times b_c}{b_0}$$

Tableau V.41: *la position de l'axe neutre* X_μ

Voile	Axe	b_w (cm)	b_0 (cm)	l_w (cm)	l_c (cm)	v_d	ω_v	X_μ (cm)
1	AB ; 6	17	11.2	580	90	0.05	0.038	77.471
2	BC ; 6	17	11.4	350	55	0.16	0.17	172.237
3	C ; 56	17	11.2	390	65	0.15	0.049	117.801
4	D ; 56	17	11.2	385	65	0.09	0.05	81.813
5	AB ; 5	17	11.2	205	35	0.17	0.132	93.971
6	A ; 45	17	11.2	555	85	0.09	0.04	109.513
7	AB ; 1	17	11.4	745	115	0.08	0.097	196.641
8	Ascenseur	17	11.4	200	30	0.203	0.055	76.947

❖ **Déformation ultime du béton en compression, $\varepsilon_{cu.c}$:**

$$\varepsilon_{cu.c}=0.0035+0.1\cdot\alpha\cdot\omega_{wd}$$

Tableau V.42 : *Calcul de la déformation ultime du béton en compression*

Voile	Axe	$\alpha\cdot\omega_{wd}$	$\varepsilon_{cu.c}$
1	AB ; 6	0.798	0.083
2	BC ; 6	0.806	0.084
3	C ; 56	0.762	0.080
4	D ; 56	0.762	0.080
5	AB ; 5	1.145	0.118
6	A ; 45	0.765	0.080
7	AB ; 1	0.780	0.082
8	Ascenseur	0.364	0.040

❖ **La longueur comprimée des parties de rive, l_c^{calcul}:**

$$l_c^{calcul}=X_\mu\cdot\left(1-\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right)$$

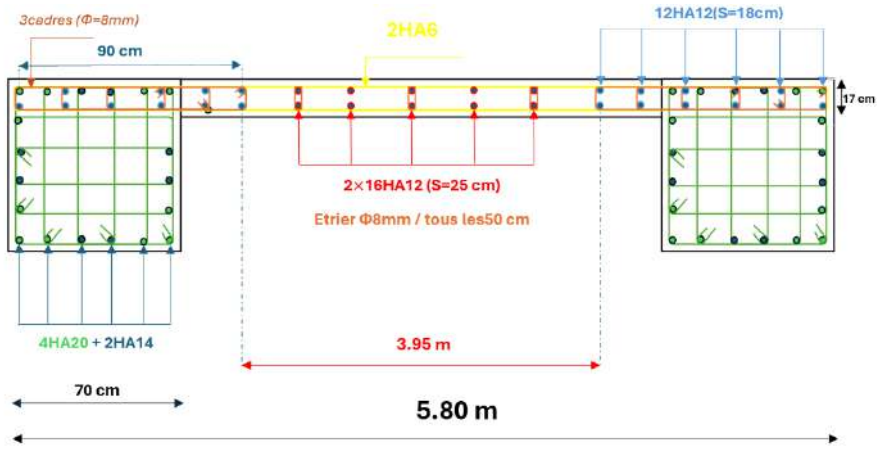
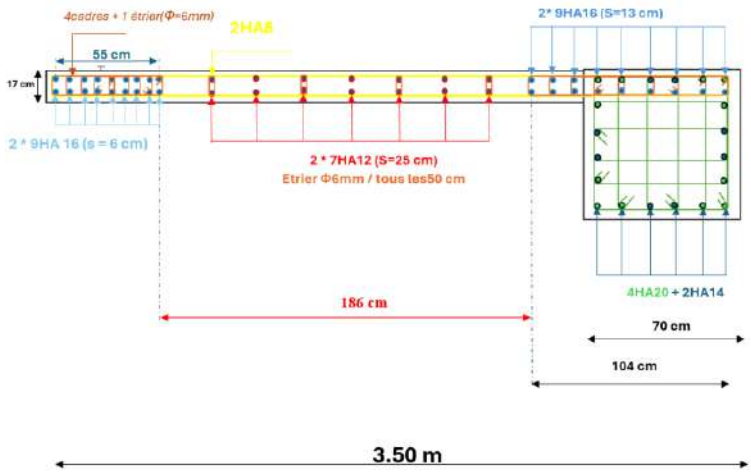
Avec : $\varepsilon_{cu}=0.0035$

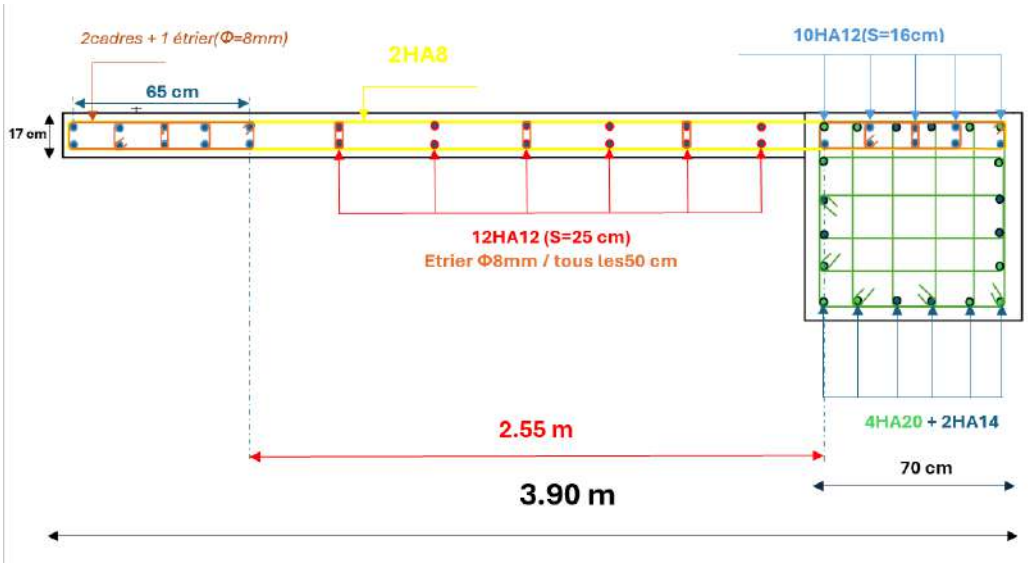
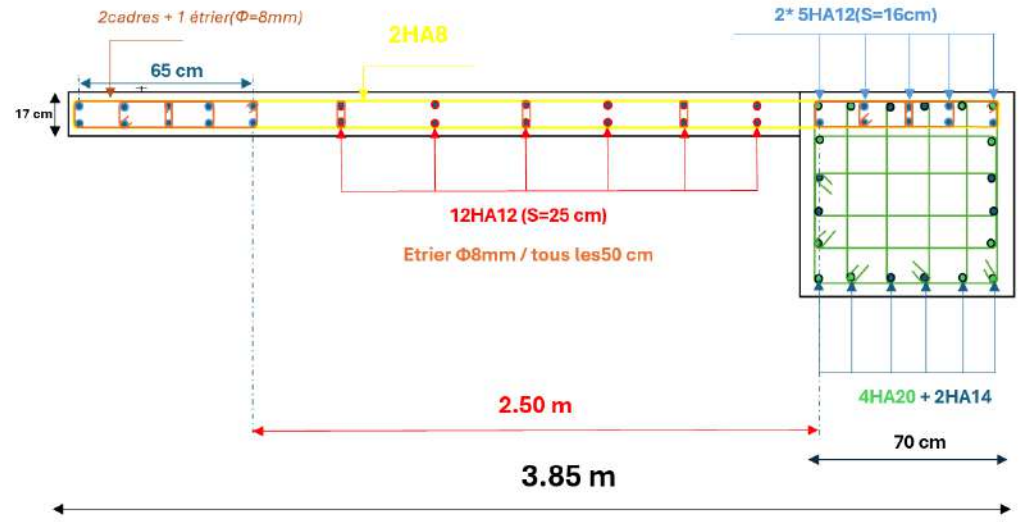
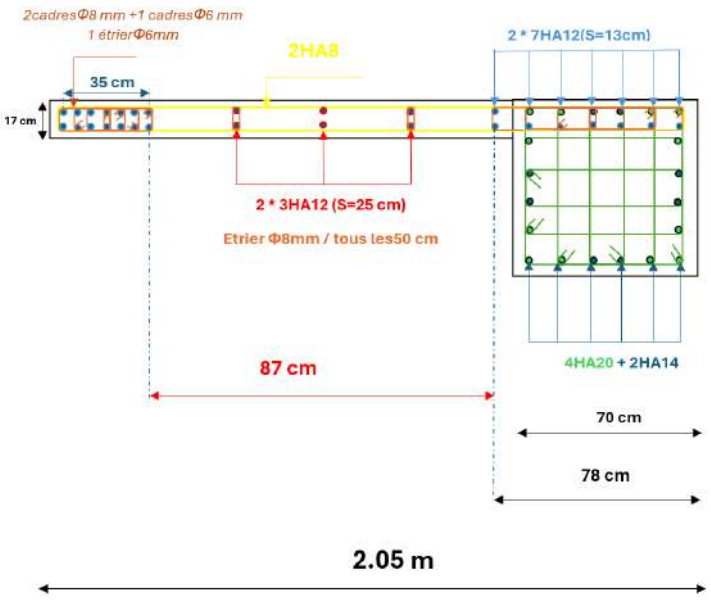
✓ Cette longueur l_c^{calcul} doit être supérieure à $max(0.15l_w\ ;\ 1.5b_w)$

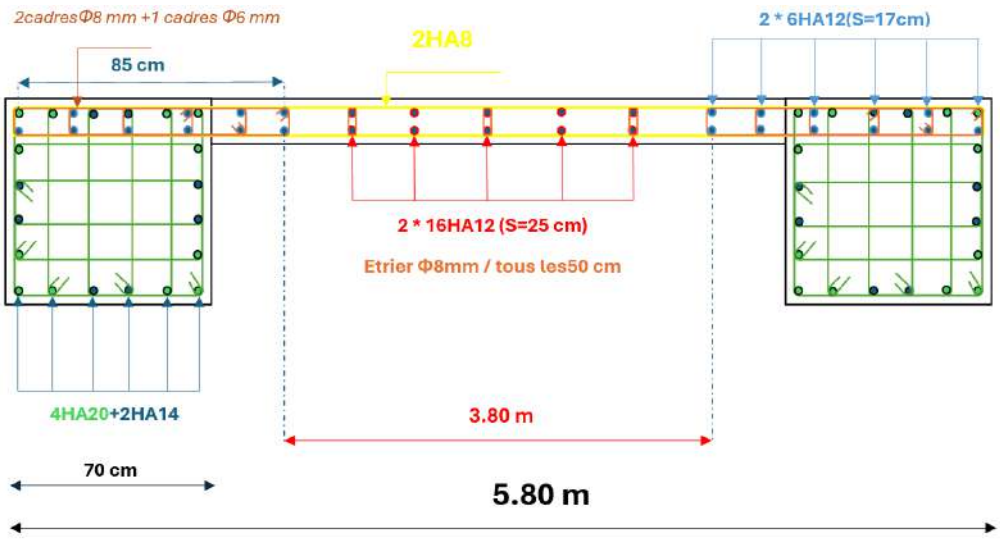
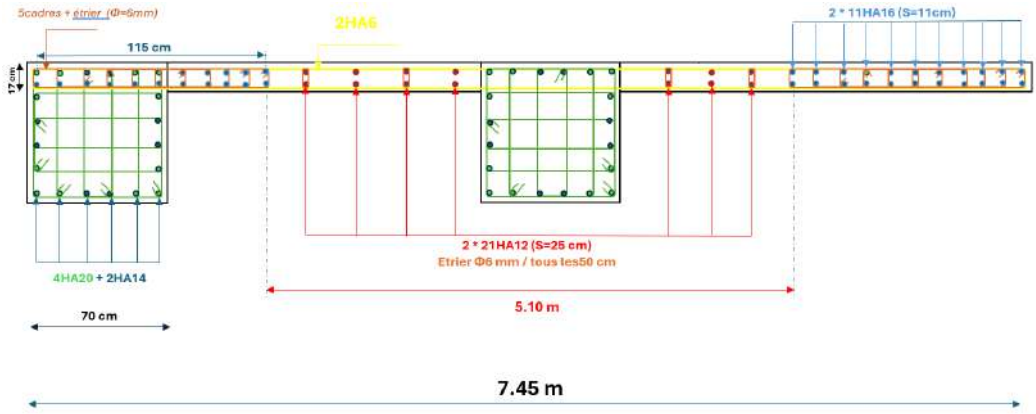
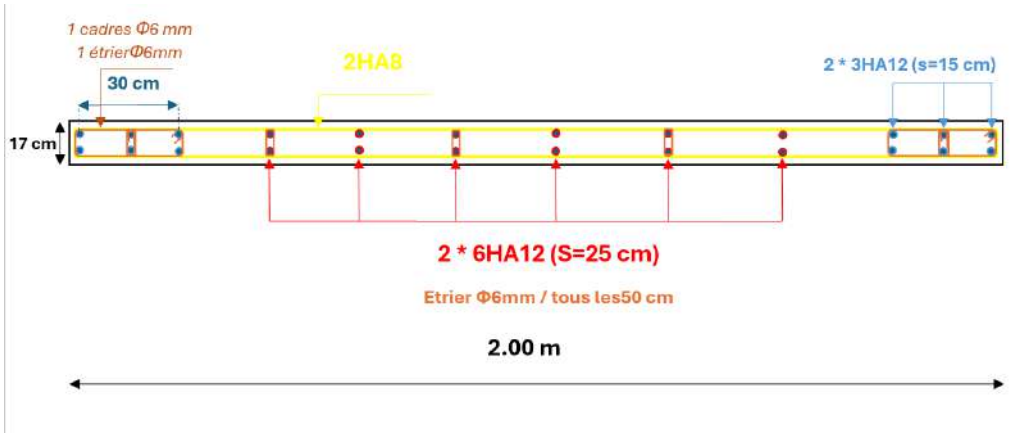
Tableau V.43: calcul de la longueur comprimée des parties de rive (l_c^{calcul})

Voile	Axe	b_w (cm)	l_w (cm)	$\varepsilon_{cu.c}$	X_μ (cm)	l_c^{calcul} (cm)	Max $(0.15l_w;1.5b_w)$ (cm)	$l_c^{calcul} \geq$ Max $(0.15l_w;1.5b_w)$ (cm)
1	AB ; 6	17	580	0.083	77.471	74.204	87	CV
2	BC ; 6	17	350	0.084	172.237	165.060	52.5	CV
3	C ; 56	17	390	0.080	117.801	112.647	58.5	CV
4	D ; 56	17	385	0.080	81.813	78.234	57.75	CV
5	AB ; 5	17	205	0.118	93.971	91.184	30.75	CV
6	A ; 45	17	555	0.080	109.513	104.722	83.25	CV
7	AB ; 1	17	745	0.082	196.641	188.248	111.75	CV
8	Ascenseur	17	200	0.040	76.947	70.214	30	CV

V.5.1.2.5 Schéma de ferraillage :

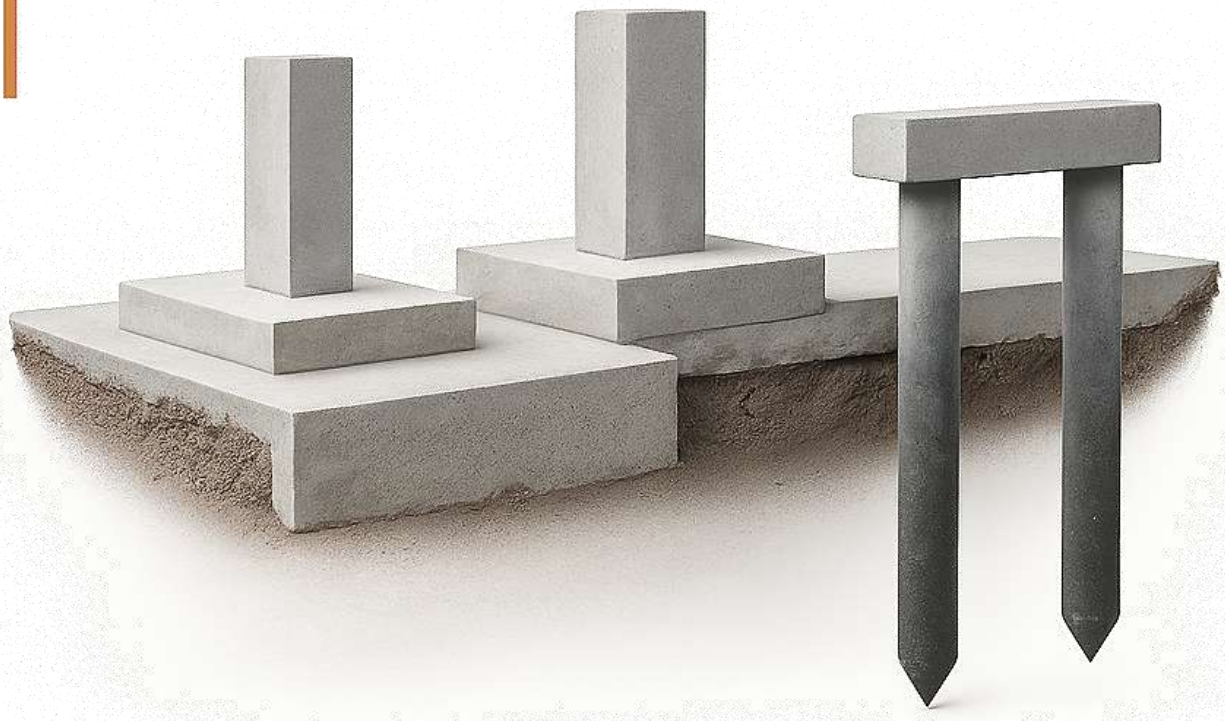
Voile	Schéma de ferraillage
1	
2	

3	 2cadres + 1 étrier(Φ=8mm) 2HA8 10HA12(S=16cm) 65 cm 17 cm 12HA12 (S=25 cm) Etrier Φ8mm / tous les50 cm 2.55 m 4HA20 + 2HA14 70 cm 3.90 m
4	 2cadres + 1 étrier(Φ=8mm) 2HA8 2* 5HA12(S=16cm) 65 cm 17 cm 12HA12 (S=25 cm) Etrier Φ8mm / tous les50 cm 2.50 m 4HA20 + 2HA14 70 cm 3.85 m
5	 2cadres Φ8 mm +1 cadres Φ6 mm 1 étrier Φ6mm 2HA8 2 * 7HA12(S=13cm) 35 cm 17 cm 2 * 3HA12 (S=25 cm) Etrier Φ8mm / tous les50 cm 87 cm 4HA20 + 2HA14 70 cm 78 cm 2.05 m

6	 2cadresΦ8 mm +1 cadres Φ6 mm 85 cm 2HA8 2 * 6HA12(S=17cm) 2 * 16HA12 (S=25 cm) Etrier Φ8mm / tous les50 cm 4HA20+2HA14 3.80 m 70 cm 5.80 m
7	 5cadres + étrier (Φ=8mm) 115 cm 2HA6 2 * 11HA16 (S=11cm) 17 cm 2 * 21HA12 (S=25 cm) Etrier Φ6 mm / tous les50 cm 4HA20 + 2HA14 5.10 m 70 cm 7.45 m
8	 1 cadres Φ6 mm 1 étrierΦ6mm 30 cm 2HA8 2 * 3HA12 (s=15 cm) 17 cm 2 * 6HA12 (S=25 cm) Etrier Φ6mm / tous les50 cm 2.00 m

Chapitre VI

CALCUL DES FONDATIONS



VI. Calcule des fondations :

VI.1. Introduction :

Les foundations sont les éléments de l'infrastructure situés sous le niveau de base, en contact direct avec le sol.

Elles transmettent les charges et surcharges de la superstructure au sol.

Elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

- **Le calcul des fondations nécessite :**

- La connaissance de la superstructure et de ses charges.
- La connaissance des caractéristiques du sol.

- **Les fondations doivent remplir deux fonctions principales :**

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre ces charges au sol de manière à garantir la stabilité de l'ouvrage.

Un bon dimensionnement permet d'éviter les tassements excessifs et les désordres structurels.

VI.2. Classification des fondations :

Les fondations peuvent être classées selon des critères techniques liés à leur mode de fonctionnement, leur profondeur et leur mise en œuvre :

1. **Selon la profondeur :**

- Fondations superficielles :
  - Profondeur faible (≤ 3 m environ).
  - Transmettent les charges directement aux couches résistantes proches de la surface.
- Fondations semi-profondes :
  - Profondeur intermédiaire (3 à 6 m).
  - Utilisées quand les couches résistantes sont légèrement profondes.
- Fondations profondes :
  - Profondeur importante (> 6 m).
  - Transmettent les charges par frottement latéral ou appui de pointe sur un sol très profond.
  - Exemples : pieux, micropieux.

2. **Selon le mode de transmission des charges :**

- Par appui direct (compression verticale) :
  - Transfert des charges par contact direct avec le sol sous la fondation.
  - Typique des fondations superficielles.

- Par frottement latéral (cisaillement) :

- Charges transmises aux couches profondes par l'adhérence latérale du fût (cas des pieux longs).

- Mixte (appui + frottement) :

- Combinaison des deux mécanismes pour optimiser la portance (cas des pieux flottants).

3. Selon la nature du sol et les contraintes d'ouvrage :

- Fondations rigides : adaptées aux terrains stables avec faibles tassements.
- Fondations souples ou compensées : utilisées en sols compressibles pour limiter les tassements.

VI.3. Le choix du type de fondation dépend de :

1. Nature du sol :

- Capacité portante.
- Tassements admissibles.
- Profondeur des couches résistantes.

2. Charges de la structure :

- Charges permanentes et variables
- Répartition des charges (ponctuelles, linéaires, globales)

3. Environnement du site :

- Présence d'eau (nappe phréatique)
- Contraintes voisines (fondations existantes)

4. Contraintes économiques et techniques :

- Coût des travaux.
- Accessibilité au chantier.
- Méthodes de mise en œuvre disponibles.

VI.4. Choix de type de fondations pour notre ouvrage :

En ce qui concerne le sujet de notre ouvrage, nous avons la possibilité de faire un choix entre :

- Semelle isolée (pour certain poteaux).
- Semelles continues (semelles filantes sous plusieurs poteaux et sous voiles).
- Radier partielle au niveau de la cage d'escalier.

Dans un premier temps, nous avons opté pour l'utilisation de semelles isolées afin de reprendre les efforts de certains poteaux.

VI.4.1. Exploitation du rapport géotechnique pour le dimensionnement des semelles :

Cette section présente les données essentielles extraites du rapport géotechnique afin de justifier le choix et dimensionner les semelles :

- Compacité moyenne à forte, avec faible humidité.
- Très faible plasticité, faible compressibilité et peu de gonflement.
- Tassement total faible (≈ 1,4 cm).
- Le sol de moyenne cohésion.
- Une agressivité chimique faible vis-à-vis du béton (pH neutre, faibles sulfates).

La couche de fondation est décrite comme :

- De nature molassique tufacée, formée de dépôts sédimentaires détritiques à dominante argileuse, faiblement carbonatés.
- Indurée, donc bien consolidée.
- De teinte jaunâtre, souvent liée à des dépôts sédimentaires cimentés.
- Ce type de sol est généralement granuleux à grains fins, avec bonne portance.

Tableau VI.1 *Caractéristiques géotechniques du sol au niveau de l'ancrage.*

Ancrage « D »	Contrainte admissible $\overline{\sigma_{sol}}$	Poids volumique (kN/m³)	Cohésion C (kN/m²)	Angle de frottement
2.00 m	250 kN/m²	18.2 kN/m³	50 kN/m²	26°

VI.5. Combinaisons de calcul :

Dans le cadre du dimensionnement des fondations, il est essentiel de vérifier leur stabilité face aux sollicitations appliquées. La norme recommande de suivre des combinaisons d'actions spécifiques décrites au Chapitre 10 Selon *l'article 5.7 à la page 90 du RPA 2024*, les fondations superficielles sont calculées en fonction des combinaisons d'actions suivantes :

1. Fondations d'éléments verticaux individuels :

Cela concerne les fondations de poteaux ou de voiles isolés. Dans ce cas, les charges verticales et horizontales sont combinées selon l'équation (5.6).

$$G + \psi.Q \pm R/Q_f.\ E1$$
$$G + \psi.Q \pm R/Q_f.\ E2$$

Ces combinaisons permettent de vérifier que les efforts horizontaux n'induisent pas de glissement ou de basculement.

2. Fondations communes à plusieurs éléments verticaux :

Cela concerne les semelles filantes, radier ou longrines qui supportent plusieurs poteaux ou voiles. La combinaison est renforcée par un facteur de sécurité (1.4) sur les efforts horizontaux, comme indiqué dans l'équation (5.7).

$$G + \psi.Q \pm 1.4\ E_1$$
$$G + \psi.Q \pm 1.4E_2$$

L'effort horizontal est ici majoré pour tenir compte de l'influence cumulative des éléments supportés. Cela permet une vérification plus rigoureuse contre le glissement et le soulèvement.

Résumé :

Combinaisons à utiliser pour les semelles :

Tableau VI.2 *les Combinaisons à utiliser pour les semelles selon RPA*

Configuration de la fondation	Type de combinaison à utiliser	Remarques
Semelle isolée sans longrine	• $G + \psi.Q \pm R/Qf\ E_1$ • $G + \psi.Q \pm R/Qf\ E_2$	Élément individuel, supporte un seul poteau ou voile...
Semelles isolées reliées par longrines	• $G + \psi.Q \pm 1.4\ E_1$ • $G + \psi.Q \pm 1.4\ E_2$	Système solidaire, fondation commune pour plusieurs éléments verticaux
Fondation filante ou radier	• $G + \psi.Q \pm 1.4\ E_1$ • $G + \psi.Q \pm 1.4\ E_2$	Fondation continue ou répartie

Avec :

- $E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$
- $E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$

D'après le DTR BC.2.41 CBA93 Art B 9.2. Page 167 :

$$ELU = 1.35G+1.5Q$$
$$ELS = G+Q$$

VI.6. Solidarisation des points d'appui :

Selon l'article 10.1.1 RPA 2024 page 157 on a :

- Les points d'appui (semelles) d'un même bloc doivent être reliés ensemble par des longrines (ou équivalent) pour éviter qu'ils ne bougent horizontalement les uns par rapport aux autres lors d'un séisme.
- **Dimensions minimales des longrines :**

  Pour les sites S2 et S3 : section minimale « 25 cm x 30 cm ».

  Pour le site S4 : section minimale « 30 cm x 30 cm ».

- **Calcul de la force à résister :**

  Les longrines doivent résister à une force axiale minimale de 20 kN, calculée avec la formule :

$$F = \mp \alpha . (A . I . S) . N \geq 20 \text{ KN}$$

  N : charge verticale moyenne sur les points d'appui.

  α : coefficient selon la catégorie du site :

S2	S3	S4
0.3	0.4	0.6

Ferraillage minimum :

Doit être au moins 0,6% de la section, avec un espacement des cadres inférieur à « 20 cm ;$15\Phi_l$ »

Exigence de longrines :

Les longrines sont toujours nécessaires, sauf si les semelles sont ancrées dans un sol rocheux sain (site S1) ou dans un site S2 en zone I.

Poutres de plancher inférieur comme longrines :

Les poutres du plancher inférieur peuvent être considérées comme longrines seulement si leur sous-face est à moins de 1,20 m sous la semelle ou le massif.

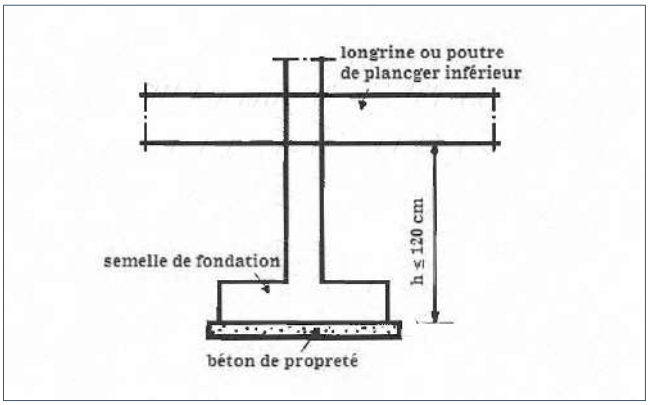


Fig. VI.1 : *Position des longrines par rapport aux semelles de fondations*

VI.7. Calcul des semelles isolée :

Dans certaines zones de la structure, on opte pour des semelles isolées comme solution économique et efficace pour transmettre les charges des poteaux directement au sol, surtout lorsque celui-ci présente une bonne capacité portante, Ce type de fondation constitue une base adéquate pour débuter les calculs structurels.

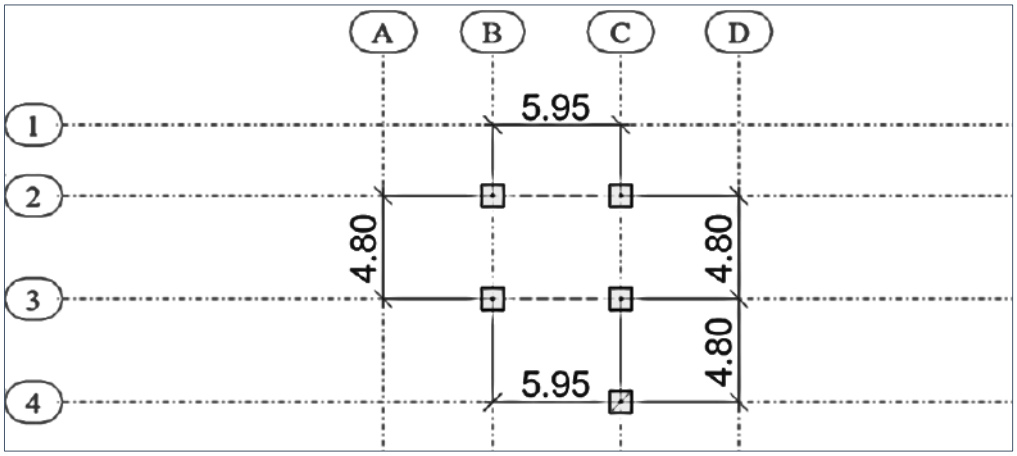


Fig. VI.2 : *Position des semelles isolées pour quelques poteaux*

VI.7.1. Dimensionnement des semelles isolées :

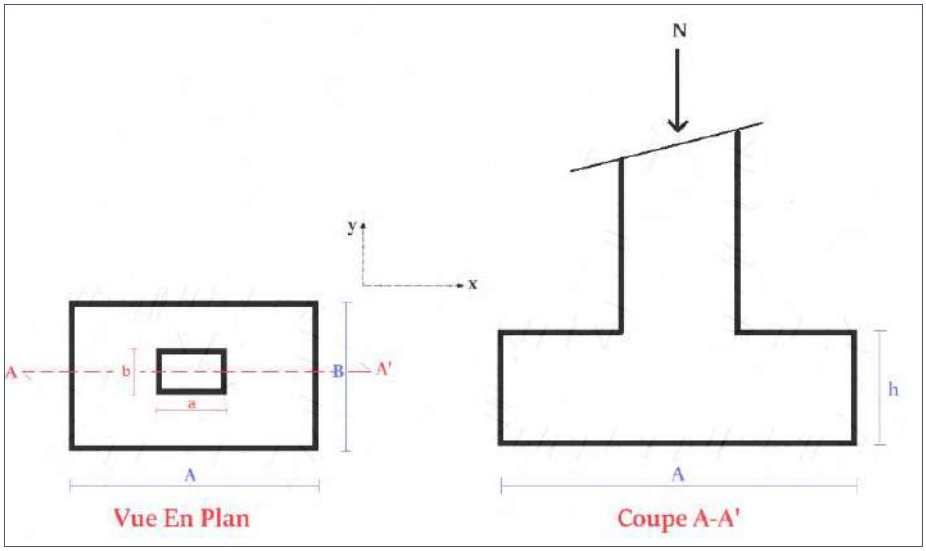


Fig. VI.3 : *Position des semelles isolées pour quelques poteaux*

VI.7.2. Les réactions des sols obtenues pour chaque semelle isolée :

Tableau VI.3 *Les réactions de la semelle Axe « 2 - B »*

Combinaison	F_Z [kN]	M_X [KN.m]	M_Y [KN.m]
1.35G+1.5Q	**2616,16**	3,08	15,53
G+Q	1913,44	2,21	11,19
G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	2058,27	98,51	**259,36**
G+0.3Q+1.4(0.3Ex+Ey)	2055,94	**281,81**	101,72
G+0.3Q+1.4(Ex-0.3Ey)	1921,84	-66,99	247,86
G+0.3Q+1.4(0.3Ex-Ey)	1601,19	-269,85	63,37
G+0.3Q-1.4(Ex+0.3Ey)	1596,87	70,56	-229,38
G+0.3Q-1.4(0.3Ex+Ey)	1917,52	273,42	-44,9
G+0.3Q-1.4(Ex-0.3Ey)	1460,44	-94,94	-240,89
G+0.3Q-1.4(0.3Ex-Ey)	1462,77	-278,23	-83,25

Tableau VI.4 *Les réactions de la semelle Axe « 2 - C »*

Combinaison	F_Z [kN]	M_X [KN.m]	M_Y [KN.m]
1.35G+1.5Q	**1767,77**	7,47	-35,53
G+Q	1296,54	5,46	-26,04
G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	1538,52	102,91	210,69
G+0.3Q+1.4(0.3Ex+Ey)	1499,82	**288,48**	62,61
G+0.3Q+1.4(Ex-0.3Ey)	1414,79	-64,64	199,89
G+0.3Q+1.4(0.3Ex-Ey)	1087,38	-270,01	26,62
G+0.3Q-1.4(Ex+0.3Ey)	1015,51	74,62	-248,39
G+0.3Q-1.4(0.3Ex+Ey)	1342,92	279,99	-75,12
G+0.3Q-1.4(Ex-0.3Ey)	891,78	-92,92	**-259,19**
G+0.3Q-1.4(0.3Ex-Ey)	930,48	-278,49	-111,11

Tableau VI.5 *Les réactions de la semelle Axe « 3 - B »*

Combinaison	F_Z [kN]	M_X [KN.m]	M_Y [KN.m]
1.35G+1.5Q	**3017,64**	1,94	14,45
G+Q	2198,09	1,41	10,39
G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	2042,08	98,03	**249,37**
G+0.3Q+1.4(0.3Ex+Ey)	2019,17	**277,22**	94,41
G+0.3Q+1.4(Ex-0.3Ey)	2021,02	-64,82	240,34
G+0.3Q+1.4(0.3Ex-Ey)	1948,98	-265,59	64,3
G+0.3Q-1.4(Ex+0.3Ey)	1906,44	67,2	-223,49
G+0.3Q-1.4(0.3Ex+Ey)	1978,48	267,97	-47,45
G+0.3Q-1.4(Ex-0.3Ey)	1885,38	-95,64	-232,52
G+0.3Q-1.4(0.3Ex-Ey)	1908,28	-274,84	-77,56

Tableau VI.6 *Les réactions de la semelle Axe « 3 - C »*

Combinaison	F_Z [kN]	M_X [KN.m]	M_Y [KN.m]
1.35G+1.5Q	**2134,62**	3,66	-35,06
G+Q	1561,25	2,65	-25,58
G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	1645,61	98,58	202,8
G+0.3Q+1.4(0.3Ex+Ey)	1507,23	**281,41**	57,58
G+0.3Q+1.4(Ex-0.3Ey)	1639,92	-66,44	194,27
G+0.3Q+1.4(0.3Ex-Ey)	1488,28	-268,65	29,18
G+0.3Q-1.4(Ex+0.3Ey)	1231,29	70,9	-240,5
G+0.3Q-1.4(0.3Ex+Ey)	1382,93	273,11	-75,4
G+0.3Q-1.4(Ex-0.3Ey)	1225,61	-94,12	**-249,02**
G+0.3Q-1.4(0.3Ex-Ey)	1363,99	-276,95	-103,81

Tableau VI.7 *Les réactions de la semelle Axe « 3 - C »*

Combinaison	F_Z [kN]	M_X [KN.m]	M_Y [KN.m]
1.35G+1.5Q	**2809,86**	-1,04	-11,52
G+Q	2054,59	-0,84	-8,37
G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	1925,93	95,31	223,69
G+0.3Q+1.4(0.3Ex+Ey)	1935,22	278,7	73,06
G+0.3Q+1.4(Ex-0.3Ey)	1901,31	-70,16	216,35
G+0.3Q+1.4(0.3Ex-Ey)	1853,16	-272,88	48,61
G+0.3Q-1.4(Ex+0.3Ey)	1870,41	67,69	-231,13
G+0.3Q-1.4(0.3Ex+Ey)	1918,56	270,41	-63,38
G+0.3Q-1.4(Ex-0.3Ey)	1845,79	-97,78	**-238,46**
G+0.3Q-1.4(0.3Ex-Ey)	1836,5	**-281,17**	-87,84

VI.7.2.1 Extrême global :

Enfin, à partir des tableaux précédents, nous avons extrait les réactions les plus défavorables, nécessaires pour le dimensionnement de la semelle isolée et le calcul du ferraillage associé. Ces valeurs critiques ont été prises en compte afin d'assurer la sécurité et la stabilité de la fondation.

Tableau VI.8 *Les réactions le plus critique sous déférentes combinaison*

Combinaison	F_Z [kN]	M_X [KN.m]	M_Y [KN.m]
1.35G+1.5Q	**3017,64**	1,94	14,45
G+Q	**2054,59**	-0,84	-8,37
G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	2058,27	98,51	**259,36**
G+0.3Q+1.4(0.3Ex+Ey)	1499,82	**288,48**	62,61

- **Remarque**. _Le dimensionnement est basé sur l'interaction N–M, en considérant les cas extrêmes (N_{max} ; M_{corr}) et (M_{max} ; N_{corr}) afin de couvrir les sollicitations critiques.

VI.7.3. Semelle rectangulaire isolée sous poteau carrée :

Dimensions A et B et h de la semelle :

D'abord On suppose que la répartition et triangulaire :

- **A l'ETAT LIMITE ULTIME :**

$$\overline{\sigma}_{sol(ELU)} = 2.\overline{\sigma}_{sol}$$ Avec : a = 70 cm ; b = 70cm ; enrobage = 3 cm

$M_{y(A)}$ = 14,45 KN.m ; N = 3017,64 KN $M_{x(A)}$ = 1.94 KN.m ; N = 3017,64 KN

Tableau VI.9 *Vérification des dimensions de la semelle selon les moments fléchissants.*

Suivante A	Suivante B
$e_{0a} = \frac{M_a}{N}$; $e_{0a} = \frac{14.45}{3017.64} = 4.79$ mm	$e_{0b} = \frac{M_b}{N}$; $e_{0b} = \frac{1.94}{3017.64} = 0.64$ mm
$\left[1.995.\frac{b}{a}2\overline{\sigma}_{sol}\right].A^2 - \left[3.99.\frac{b}{a}.e_{0a}.\overline{2\sigma}_{sol}\right].A - 2.N \geq 0$ $0.9975A^2 - 9.556A - 6035280 \geq 0$ On a déduit que : A= 2464.55mm $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$ Pour cela A = B = 2500 mm $e_{0a} = \frac{M_a}{N} = 4.79$ mm $\geq \frac{A}{6} = 416.67$ mm $\rightarrow$ CNV La condition n'est pas satisfaite donc la répartition est trapézoïdale.	$\left[1.995.\frac{a}{b}\overline{2\sigma}_{sol}\right].B^2 - \left[3.99.\frac{a}{b}.e_{0b}.\overline{2\sigma}_{sol}\right].B - 2.N \geq 0$ $0.9975B^2 - 1.28B - 6035280 \geq 0$ On a déduit que : B= 2460.40 mm $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$ Pour cela B = A = 2500 mm $e_{0a} = \frac{M_a}{N} = 0.64$ mm $\geq \frac{B}{6} = 416.67$ mm $\rightarrow$ CNV La condition n'est pas satisfaite donc la répartition est trapézoïdale.

La répartition trapézoïdale :

- Cela signifie que **toute la semelle est en contact avec le sol**.
- Il n'y a **pas de soulèvement**.
- Le centre de charge (effort vertical + moment) reste **dans le noyau central** de la semelle.

Tableau VI.10 *Vérification des dimensions de la semelle selon les moments fléchissants.*

Suivante A	**Suivante B**
$\mathbf{e_{0a} = \frac{M_a}{N}}$; $\mathbf{e_{0a} = \frac{14.45}{3017.64}} = 4.79$ mm	$e_{0b} = \frac{M_b}{N}$; $e_{0b} = \frac{1.94}{3017.64} = 0.64$ mm
$\mathbf{\left[\left(\frac{b}{a}\right) 2\bar{\sigma}_{sol}\right].A^3 - [N].A - [3.e_{0a}.N] \geq 0}$ $\mathbf{0.5A^3 - 3017640A - 43363486.8 \geq 0}$ On a déduit que : A= 2463.83mm $\mathbf{\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1}$ Pour cela A = B = 2700 mm $\mathbf{e_{0a} = \frac{M_a}{N} = 4.79\ mm \leq \frac{A}{6} = 450mm \rightarrow CV}$ La condition est satisfaite.	$\left[\left(\frac{b}{a}\right) 2\bar{\sigma}_{sol}\right].B^3 - [N].B - [3.e_{0a}.N] \geq 0$ $0.5B^3 - 3017640B - 5793868.8 \geq 0$ On a déduit que : B= 2457.64mm $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$ Pour cela B = A = 2700 mm $e_{0a} = \frac{M_a}{N} = 0.64\ mm \leq \frac{A}{6} = 450mm \rightarrow CV$ La condition est satisfaite.
A = 2.70 m ; B = 2.70 m	A = 2.70 m ; B = 2.70 m
Hauteur h de la semelle :	$d_a \geq \frac{A-a}{4}$ Et $d_b \geq \frac{B-b}{4}$ $d_a = d_b \geq \frac{2700-700}{4} = 500mm$ $d_a = d_b = 600mm$ $h \geq d + \frac{\phi}{2} + e$ $h \geq 638$ mm **h = 700 mm**

Après avoir connu les dimensions de la semelle, on vérifiera la condition $\sum \sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ en tenant compte du poids de la semelle :

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{N_{ELS} + PP_{semelle} + P_{remblai}}{S} = \frac{N + PP_{semelle} + P_{remblai}}{A.B} = \frac{N_{ELS} + 25.10^{-6}.B.A.h + 18.10^{-6}.V_{remblai}}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$V_{remblai} = 1.458 \times 10^{10} - 5.74 \times 10^9 = 8.84 \times 10^9$

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{2054590 + 127575 + 159120}{7290000} = 0.321 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25 \rightarrow \text{C. N. V}$$

On choisit encore une fois : A = 3200mm ; B = 3200 mm ; h = 700 mm

$V_{remblai} = 2.048 \times 10^{10} - 7.81 \times 10^9 = 1.267 \times 10^{10}$

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{2054590 + 179200 + 228060}{10240000} = 0.24 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25 \rightarrow \text{C. V}$$

- **A l'ETAT LIMITE DE SERVICE :**

On obtient les résultats suivants :

La répartition trapézoïdale :

Tableau VI.11 *Vérification des dimensions de la semelle selon les moments fléchissants.*

Suivante A	**Suivante B**
$e_{0a} = \frac{M_a}{N}$; $e_{0a} = \frac{8.37}{2054.59} = 4.073$ mm	$e_{0b} = \frac{M_b}{N}$; $e_{0b} = \frac{0.84}{2054.59} = 0.41$mm
$\left[\left(\frac{b}{a}\right)2\bar{\sigma}_{sol}\right].A^3 - [N].A - [3.e_{0a}.N] \geq 0$ $0.25A^3 - 2054590A - 25110000 \geq 0$ On a déduit que : A= 2872.86 mm $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$ Pour cela A = B = 3000 mm $e_{0a} = \frac{M_a}{N} = 4.073\ mm \leq \frac{A}{6} = 500\ mm \rightarrow$ CV La condition est satisfaite.	$\left[\left(\frac{b}{a}\right)2\bar{\sigma}_{sol}\right].B^3 - [N].B - [3.e_{0a}.N] \geq 0$ $0.25B^3 - 2054590A - 2527145.7 \geq 0$ On a déduit que : B= 2867.38 mm $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$ Pour cela B = A = 3000 mm $e_{0a} = \frac{M_a}{N} = 0.41\ mm \leq \frac{A}{6} = 500\ mm \rightarrow$ CV La condition est satisfaite.
A = 3.00 m ; B = 3.00 m	A = 3.00 m ; B = 3.00 m
Hauteur h de la semelle :	$d_a \geq \frac{A-a}{4}$ Et $d_b \geq \frac{B-b}{4}$ $d_a = d_b \geq \frac{3000-700}{4} = 575$mm $d_a = d_b = 600mm$ $h \geq d + \frac{\phi}{2} + e$ h ≥ 638 mm h = 700 mm

On vérifiera la condition $\sum \sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$:

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{2054590 + 157500 + 199134}{9000000} = 0.27 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25 \rightarrow \text{C. N. V}$$

En augmente les dimensions A et B :

A = B = 3.20 m

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{2054590 + 179200 + 228150}{10240000} = 0.24 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25 \rightarrow \text{C. Vérifié}$$

Avant de procéder au calcul du ferraillage des semelles isolées, il est crucial de s'assurer qu'il n'y a pas de chevauchement entre les zones d'influence des semelles voisines. Cette vérification permet de s'assurer que

chaque semelle travaille de manière indépendante et que les efforts transmis au sol ne se superposent pas, ce qui pourrait compromettre la stabilité ou engendrer des efforts supplémentaires non pris en compte dans le dimensionnement.

- **La condition à vérifier est la suivante :**

$$L > 1.5\frac{(A + A')}{2}$$

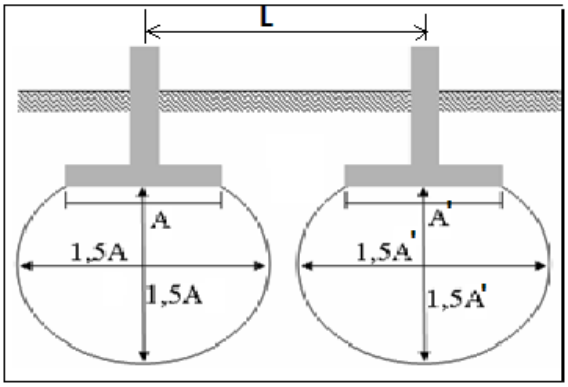


Figure VI.4 Les bulles de pression

Tableau VI.12 *Vérification du chevauchement des semelles*

A (m)	A' (m)	L (m)	$1.5\frac{(A + A')}{2}$	$L > 1.5\frac{(A + A')}{2}$
3.20	3.20	4.80	4.80	Condition non vérifié

Commentaire :

La condition à respecter étant strictement L > 4,8 m, la valeur obtenue ne satisfait pas strictement le critère. Il s'agit donc d'un cas limite. On passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.8. Calcul des semelles filante :

Le projet prévoit la mise en place de semelles filantes sous les voiles périphériques, plus qu'un voile situé à l'intérieur du bâtiment repose également sur une semelle filante, Par ailleurs, des semelles filantes continues sont utilisées pour soutenir des alignements de poteaux, notamment une semelle sous trois poteaux et une autre sous deux poteaux.

VI.8.1 Calcul des semelles filante (continue) sous plusieurs poteaux :

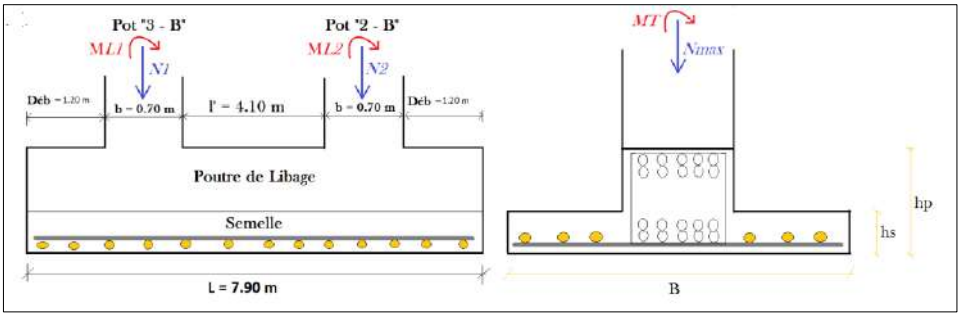
Ce type de semelles est généralement adopté lorsqu'il y a un chevauchement entre plusieurs semelles isolées dans une ou deux directions.

VI.8.1.1 Semelle filante sous deux poteaux :

$\bar{\sigma}_{sol(ELU)} = 2.\bar{\sigma}_{sol}$ Avec : a = 70 cm ; b = 70cm ; enrobage = 3 cm

Fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue qui travaillera transversalement.
- La poutre de libage qui travaillera longitudinalement.



FigureVI.5 *Schéma d'une Semelle filante longitudinalement et transversalement*

VI.8.1.1.1 Les réactions des sols obtenues :

Tableau VI.13 *Les réactions de la semelle sous deux poteaux.*

ELS	Noeud/Cas	F_Z [kN]	M_Y [kN.m]
	31 : Axe B-3 / G+Q	2358,61	37,3
	33 : Axe B-2 / G+Q	1897,51	33,04
ELU	Noeud/Cas	F_Z [kN]	M_Y [kN.m]
	31 Axe B-3 / 1,35G+1,5Q	3237,57	51,42
	33 : Axe B-2 / 1,35G+1,5Q	2594,31	45,56
	Noeud/Cas	F_Z [kN]	M_Y [kN.m]
	31 : Axe B-3 / G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	2243,35	333,86
	33 : Axe B-2 / G+0.3Q+1.4(0.3Ex+Ey)	2057,18	209,64

Remarque. _ M_y représente le moment transversal

VI.8.1.1.2 Calcul Transversalement :

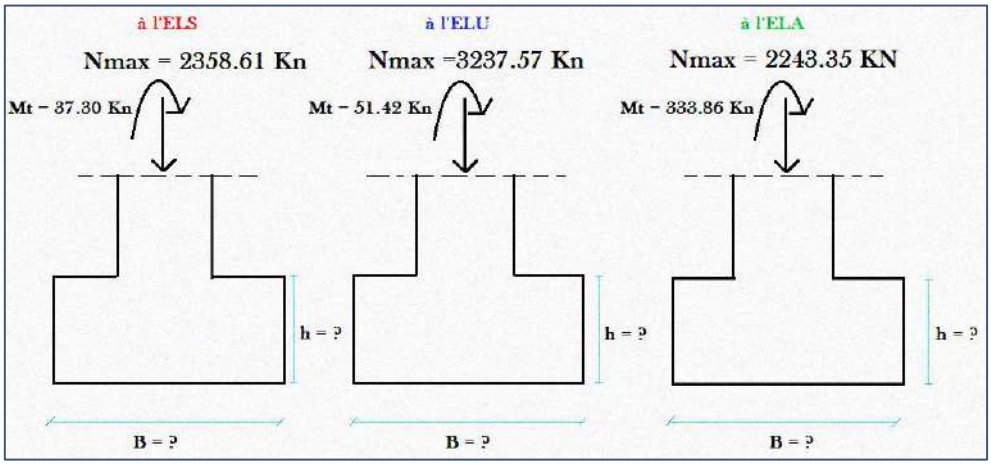
La semelle sera considérée comme **isolée** ayant pour effort normal **N le maximum** des efforts des poteaux liés à cette semelle filante :

On considérera les sollicitations les plus pénalisantes agissant sur le poteau Axe « B-3 », correspondant aux cas de charge les plus critiques.

Tableau VI.14 *les sollicitations les plus pénalisantes agissant sur le poteau*

COMB	N_{max} (KN)	M_t (KN)
G+Q	2358,61	37,3
1,35G+1,5Q	3237,57	51,42
G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	2243,35	333,86

Dimensions des poteaux comme suit : (a = 70 cm ; b = 70 cm)



FigureVI.6 *Schéma d'une Semelle filante transversalement*

La dimension longitudinale A de la semelle isolée considérée sera définie comme la moitié de la distance entre les deux poteaux adjacents, situés de part et d'autre.

$$A = \frac{1.2 + 4.10}{2} + 0.7 = 3.35\,m$$

Tableau VI.15 *Paramètres géométriques des fondations (ELS, ELU, ACC)*

COMB	N_{max} (KN)	M_t (KN)	e_{0b} (mm)	A (mm)	B (mm)	B_{choisi} (mm)	B/6 (mm)	Répartition	h (mm)	d_b (mm)
ELS	2358,61	37,3	15,81	3350	2862.90	3100	516.66	Trapézoïdale	650	612
ELU	3237,57	51,42	15,88	3350	1980	2500	416.67	Trapézoïdale	550	512
ACC	2243,35	333,86	148,82	3350	3068	3200	533.33	Trapézoïdale	700	662

D'après ce tableau on choisira les dimensions finales pour la semelle :

A = 3.35 m ; B = 3.2 m ; h = 0.70 m ; d_b = 0.662 m

- **Vérification de la contrainte moyenne :**

$$\sigma_{mb} = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3.e_{0b}}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{mb} = \frac{2358610}{10\,720\,000}\left(1 + \frac{47.43}{3200}\right) = 0.22 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25 \; condition\ est\ vérifie$$

- **Vérification de la méthode de ferraillage :**

Tableau VI.16 *Vérification de la méthode de ferraillage*

COMB	e_{0b} (mm)	$\frac{B}{18}$ (mm)	$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{18}$
ELS	15,81	177.78	Méthode des bielles
ELU	15,88	177.78	Méthode des bielles
ACC	148,82	177.78	Méthode des bielles

- **Les Armatures Principales A_b :**

Le ferraillage principal seront disposées parallèlement à B c'est-à-dire que suivante l'axe Y dans ce cas.

Le calcul a été effectué en situations durable et accidentelle, ce qui a permis de déterminer le ferraillage maximal requis.

Tableau VI.17 *Calcul de ferraillage*

COMB	N_{max} (KN)	e_{0b} (mm)	B (mm)	d_b (mm)	N_b' (MPa)	σ_s (MPa)	A_b (cm^2)
ELS	2358,61	15,81	3200	662	2393569	348	32.47
ELU	3237,57	15,88	3200	662	3285769	400	**38.78**
	2243,35	148,80	3200	662	2556297	400	30.17

Donc le ferraillage maximal dans l'état limite ultime.

Tableau VI.18 *Choix d'armatures Principales*

A_b (cm^2)	Choix d'armature
38.78	**20** HA **16** = 40,2 cm^2

- **Les Armatures de répartition $A_{rép}$:**

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition

$$A_{rép}(cm^2) = \frac{A_{b-choisi}\,(cm^2).B\,(m)}{4}$$

Tableau VI.19 *Choix d'armatures de répartition.*

$A_{b-choisi}\ (cm^2)$	$A_{rép}(cm^2)$	Choix d'armatures
40,2	32.16	**21** HA **14** = 32.32 cm^2

VI.8.1.1.3 Longitudinalement : Dimensionnement et Ferraillage de la Poutre de Libage

1) Dimensionnement d'une poutre de libage sur sol élastique :

Dans le cas étudié, seuls les efforts normaux **N_i** transmis par les poteaux sont pris en compte. Les moments fléchissants sont **négligés** en raison de la grande rigidité de la poutre de libage, ce qui limite sa déformabilité. Par conséquent, l'étude portera uniquement sur les efforts verticaux.

La largeur **b** de la poutre de libage est généralement identique à celle des poteaux, afin d'assurer une continuité structurelle et un transfert direct des charges.

- **Détermination de la hauteur h_p de la poutre de libage :**

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.\,K.\,l_{max}^4}{E}}$$

E = module d'élasticité du béton. E = 32164,2 MPa

K_z = coefficient de réaction du sol. $K_z = 4x10^{-2}$ N/mm^3

l_{max} : distance maximale entre deux poteaux consécutifs. l_{max} = 4100 mm

$h_p \geq 560.10$ mm

Tableau VI.20 *Dimensionnement poutre de la poutre de libage*

Dimensionnement	b (m)	L_{max} (m)	h_p calculé (m)	h_p adopté (m)
Poutre de libage	0,7	4,1	0,56	1.00

La section 70 × 100 cm de la poutre de libage a été retenue après réévaluation, afin de garantir une capacité portante suffisante et une rigidité améliorée.

Cette hauteur a été choisie car une section moindre ne permettrait pas de satisfaire les vérifications à l'effort tranchant.

- **Vérification nécessaire :**

Une fois la semelle dimensionnée, on s'assure que la contrainte transmise au sol, incluant le poids de la semelle, respecte la limite admissible

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{\sum N_i + PP_{semelle} + PP_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai}}{L.B} = \frac{\sum N_i + 25.10^{-6}.[B.h_s + b.h_p] + 18.10^{-6}.V_{remblai}}{L.B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$\sum N_{i\ ELS} = 2358{,}61 + 1897{,}51 = 4256{,}12\ KN = 4256120\ N$

$P_{Psemelle} = 25 \times (3.2 \times 0.7 \times 7.9) = 442.4\ KN = 442400\ N$

$P_{Ppoutre\ libage} = 25 \times [(1 - 0.70) \times 0.7 \times 7.9) = 41.475\ KN = 41475\ N$

$P_{remblai}$ = Volume de remblai $mm^3 \times 18.10^{-6}$

Volume de remblai = (Volume de la fouille − Volume de la semelle)

Volume de remblai $= 52.14\ m^3 - 18.676\ m^3 = 33.464\ m^3 = 3.3464 \times 10^{10}\ mm^3$

$\sum \sigma_{sol} = \frac{4256120+442400+41475+602352}{25280000} = 0.21\ MPa \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25\ MPa$ → Condition est vérifié.

- **Les sollicitations de la poutre de libage :**

La poutre de libage est modélisée comme une poutre continue inversée, soumise à une charge uniformément répartie q, calculée en divisant la somme des charges de la superstructure par sa longueur totale L.

$$q\ (KN/ml) = \frac{\sum N_i + PP_{semelle} + PP_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai}}{L}$$

$q_{ELU} = 875.71$ KN/ml ; $q_{ELS} = 676.25$ KN/ml

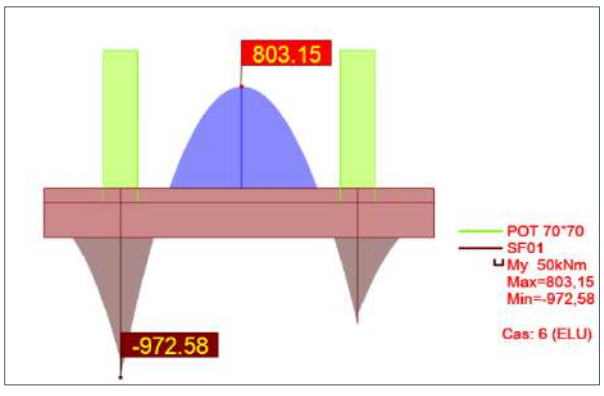


Fig. III.7 *Diagramme des moments à l'ELU.*

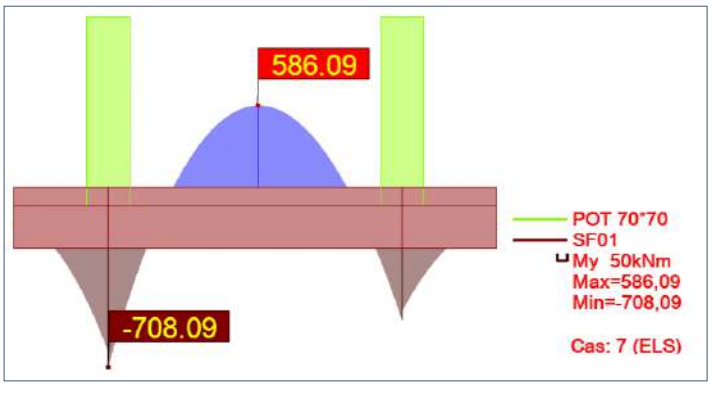


Fig. III.8 *Diagramme des moments l'ELS.*

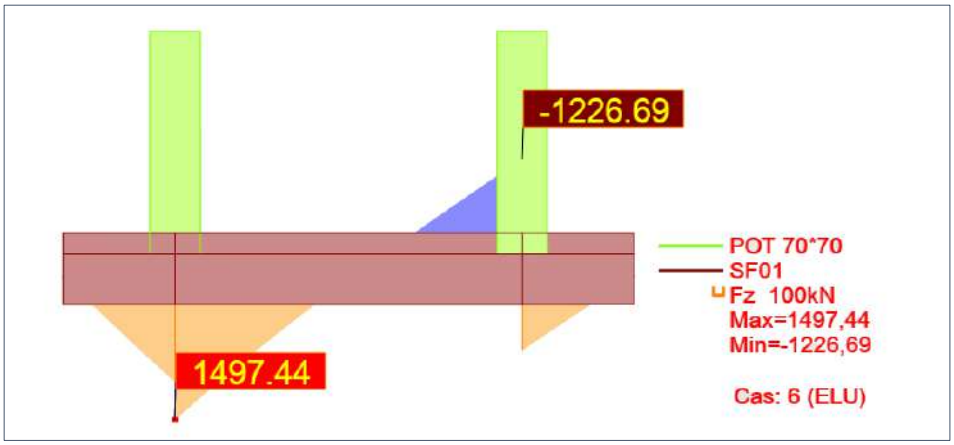


Figure III.9 *Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.*

Tableau VI.21 *Les résultat*

	ELU	ELS
Mt max (KN.m)	803.15	586.09
Ma max (KN.m)	-972.58	-708.09
T max (KN)	1497.44	/

- **Ferraillage de la poutre :**

a) Armatures longitudinales :

Tableau III.22 *Calcul des sections d'acier de la poutre de libage.*

/	Mu (KN.m)	d (cm)	σ_B	σ_S	μ	β	A_{cal} (cm^2/ml)	$A_{Min\ CBA93}$ (cm^2)
Travée	803.15	90	14,17	348	0.070	0,964	26.60	7.7
Appuis	-972.58	90	14,17	348	0.085	0,956	32.48	7.7

$A_{min\ (RPA)} = 0.5\%\ b \times h = 0.005 \times 70 \times 100 = 35\ cm^2$

Tableau III.23 *choix d'armatures longitudinales à L'ELU*

Type	Section	Localisation		$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{Min\ CBA93}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Nombre des barres
Poutre de libage	70 ×100	Travée	Armature Supérieur	26.60	7.7	35.05	9 T 20 + 6 T 12 chap
		Appuis	Armature Inferieur	32.48	7.7	35.93	10 T 20 + 4 T 12 chap

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Fissuration préjudiciable :

La contrainte de traction des armatures est **limitée** : $\overline{\sigma_s} = 201.63$ **MPa**

La contrainte **limite** du béton à l'état limite de service : $\overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$

Le calcul à l'ELU montre que la section est simplement armée au niveau du pivot A, ce qui correspond à un allongement maximal des aciers tendus. Ainsi, on adopte :
A_s = 35.05 cm² (armature tendue en travée) et A_s' = 0 cm² (pas d'armature comprimée).

- **Vérification des contraintes (En travée) :**

$\sigma_b = K \times y_{A.N}$; Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$; $\sigma_s = n \times k \times (d - y_{A.N})$

Le coefficient n : représente le rapport de rigidité entre l'acier et le béton. Il permet de transformer la section d'armature en une section équivalente en béton, ce qui simplifie l'analyse de la section en la ramenant à un matériau homogène. **n = 15**

$y_{A.N} = b.y^2 + 30 \times (A_s + A'_S).y - 30 \times (A_s.d + A'_s.d')$

Étant donné que As′ = 0, l'équation se simplifie comme suit : $b.y^2 + 30 \times (A_s).y - 30 \times (A_s.d)$

$70y^2 + 1051.50y - 94635 = 0$

$y_{A.N} = 30.017$ cm

- **Le moment d'inertie de la section :**

$I = \frac{1}{3}.b.y^3 + 15.[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$ avec $A'_s = 0$

$I = \frac{1}{3}.b.y^3 + 15.[A_s(d-y)^2] \rightarrow I = 2522699.23\ cm^4$

$K = \frac{586.09 \times 10^6}{2522699.23 \times 10^4} = 0.0233\ N/mm^3$

$\sigma_b = K \times y_{A.N} = 0.0233 * 300.17 = 6.99\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa c. vérifié

$\sigma_s = n \times k \times (d - y_{A.N}) = 15 \times 0.0233 \times (900 - 300.17) = 209.64\ MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63$ MPa CNV

L'ensemble des calculs a été regroupé dans le tableau suivant pour une meilleure clarté et lisibilité.

Tableau III.24 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.*

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	586.09	35.05	30.017	2522699.23	6.99	15	Vérifiée	209.64	CNV
En appuis	-708.09	35.93	30.017	39858.99	8.35	15	Vérifiée	246.7	CNV

Comme la contrainte dans l'acier dépasse la valeur admissible à l'ELS, la section d'armatures doit être recalculée.

Tableau III.25 *choix d'armatures longitudinales finale de la poutre*

Emplacements	M_{ser} (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{tendu\text{-}finale}$ (cm^2)
En travée	586.09	37.44	**38.45**	**9 T 20 + 9 T 12 chap**
En appuis	-708.09	44.5	**46.36**	**9 T 20 + 9 T 16 chap**

- **En doit vérifier pour la deuxième fois les contraintes :**

Tableau III.26 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.*

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (m)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	586.09	38.45	0.31	6.75	15	Vérifiée	191.4	Condition vérifié
En appuis	-708.09	46.36	0.34	7.66	15	Vérifiée	193.8	Condition vérifié

Étant donné que la section d'armature choisie vérifie l'ensemble des contraintes réglementaires, elle est jugée conforme et peut être validée pour l'exécution.

❖ **Vérification du cisaillement de la poutre de libage :(CBA 91 Art.5.2.4.2)**

Contraintes limite de cisaillement : $\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa (FP)

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9h}$; V_u : effort tranchant.

Tableau III.27 *Vérification du cisaillement*

b_0 (mm)	d (mm)	fc_{28} (MPa)	V_u (N)	τ_u MPa	$\overline{\tau_u}$ MPa
700	900	25	1497440	2.38	2.5

❖ **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b_0}{10}\right\} = (3.14 ; 1.6 ; 7) \rightarrow \phi_t \leq 10$ mm

➔ On adopte : $\phi_t = 8$ mm → $a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 50.24$ mm².

Avec :

a_t : section d'une barre → $a_t = 0.5024$ cm²

n_t : nombre des barres → $n_t = 9$ → $A_t = a_t \times n_t = 3.01$ cm² ➔ A_t = 9HA8

Armatures transversales :

- Le diamètre **Φ_t** des armatures, à haute adhérence, de **confinement** ne doit pas être inférieur à 6 mm.
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = (0.003)$ s.b
  Avec :
  s : l'espacement maximum entre les armatures transversales.
  b : largeur de la poutre.

L'espacement maximal doit être défini en premier lieu, avant de procéder au calcul de la quantité minimale d'armatures transversales requise.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques (zones soumises à des efforts intenses, comme les appuis) :

s = min ($\frac{h}{4}$; 24ϕt ;17.5 cm ;6ϕl)

ϕl : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales.

s = min (25 cm ;19.20 cm ;17.5 cm; 7.2 cm)

$s_{\text{zone critique}} = 7.2$ cm.

- En dehors de la zone critique (milieu de la poutre) :

L'espacement est limité par :

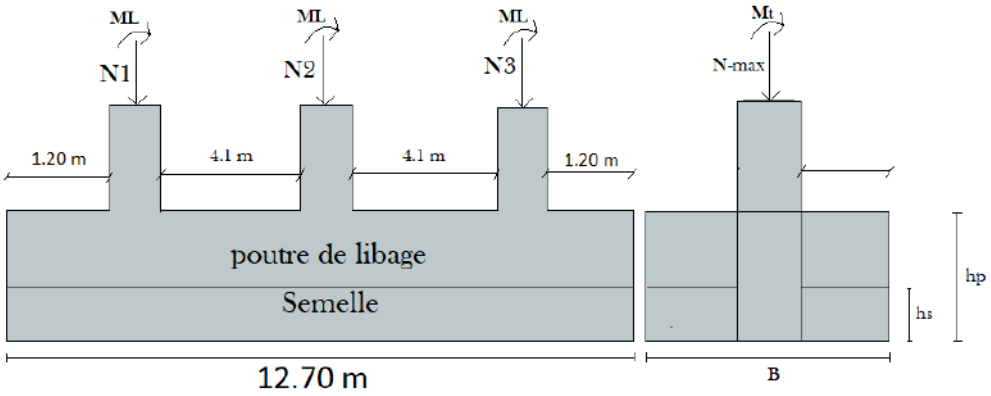
s′ ≤ h/2 = 100/2 = 50 cm Donc : s′ = 45 cm

Tableau III.28 Armatures transversales de la poutre de libage

Ø (mm)	A_t (cm^2)	$A_t = (0.003)$ s.b cm^2	Esp $Z_{critique}$	Esp (cm) $Z_{non\text{-}critique}$
8	9 HA 8 = 4.52	1.47	7 cm	45 cm

VI.8.1.2 Semelle filante sous trois poteaux :

$\overline{\sigma}_{sol(ELU)} = 2.\overline{\sigma}_{sol}$ Avec : a = 70 cm ; b = 70cm ; enrobage = 3 cm



VI.8.1.2.1 Les réactions des sols obtenues :

Tableau VI.29 *Les réactions de la semelle sous trois poteaux*

	Noeud/Cas	FZ [KN]	M_X [KN.m]	M_Y [KN.m]
ELS	Axe C – 4 / G+Q	2217,01	6,15	6,52
	Axe C – 3 / G+Q	1560,38	9,57	0,1
	Axe C – 2 / G+Q	1286,63	12,36	-5,2
ELU	Noeud/Cas	F_Z [kN]	M_X [KN.m]	M_Y [KN.m]
	Axe C – 4 / 1.35G+1.5Q	3032,37	8,49	9
	Axe C – 3 / 1.35G+1.5Q	2133,39	13,11	0,22
	Axe C – 2 / 1.35G+1.5Q	1754,17	16,88	-6,88
ACC	Noeud/Cas	F_Z [kN]	M_X [KN.m]	M_Y [KN.m]
	Axe C – 4 / G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey))	2086,73	204,07	315,62
	Axe C – 3 / G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	1655,8	206,95	283,52
	Axe C – 2 / G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	1519,7	212,22	293,91

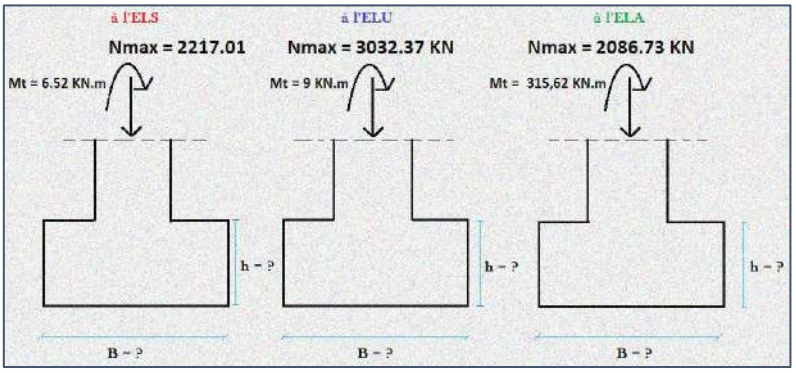
M_y représente le moment transversal.

VI.8.1.2.2 Transversalement :

Tableau VI.30 *les sollicitations les plus pénalisantes agissant sur le poteau C-4*

COMB	N_{max} (KN)	M_t (KN)
G+Q	2217,01	6,52
1,35G+1,5Q	3032,37	9
G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	2086,73	315,62

Dimensions des poteaux comme suit : (a = 70 cm ; b = 70 cm)



FigureVI.10 *Schéma d'une Semelle filante transversalement*

La dimension longitudinale **A** :

$$A = \frac{0.3 + 4.10}{2} + 0.7 = 3.35\ m$$

Tableau VI.31 *Paramètres géométriques des fondations (ELS, ELU, ACC)*

COMB	N_{max} (KN)	M_t (KN)	e_{0b} (mm)	A (mm)	B (mm)	B_{choisi} (mm)	B/6 (mm)	Répartition	h (mm)	d_b (mm)
ELS	2217,01	6,52	2,94	3350	2655	2900	516.67	Trapézoïdale	600	562
ELU	3032,37	9	2,97	3350	2186	2600	433.33	Trapézoïdale	550	512
ACC	2086,73	315,62	151,25	3350	2883	3000	533.33	Trapézoïdale	650	612

D'après ce tableau on choisira les dimensions finales pour la semelle :

A = 3.35 m ; B = 3.00 m ; h = 0.65 m ; d_b = 0.612 m

- **Vérification de la contrainte moyenne :**

$$\sigma_{mb} = \frac{N}{A.B}\left(1 + \frac{3.e_{0b}}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{mb} = \frac{2217010}{10050000}\left(1 + \frac{8.82}{3000}\right) = 0.22 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25\ condition\ est\ vérifie$$

- **Vérification de la méthode de ferraillage :**

Tableau VI.32 *Vérification de la méthode de ferraillage*

COMB	e_{0b} (mm)	$\frac{B}{18}$ (mm)	$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{18}$
ELS	2,94	166.67	Méthode des bielles
ELU	2,97	166.67	Méthode des bielles
	151,25	166.67	Méthode des bielles

- **Les Armatures Principales A_b :**

Le ferraillage principal seront disposées parallèlement à B c'est-à-dire que suivante l'axe Y dans notre cas.

Le calcul a été effectué en situations durable et accidentelle, ce qui a permis de déterminer le ferraillage maximal requis.

Tableau VI.33 *Calcul de ferraillage*

N_{max} (KN)	e_{0b} (mm)	B (mm)	d_b (mm)	N_b' (MPa)	σ_s (MPa)	A_b (cm^2)
2217,01	2,94	3000	612	2223528	348	30.02
3032,37	2,97	3000	612	3041376	400	35.72
2086,73	151,25	3000	612	2402348	400	28.21

Donc le ferraillage maximal dans l'état limite ultime.

Tableau VI.34 *Choix d'armatures Principales*

A_b (cm^2)	Choix d'armature
35.72	**18** HA **16** = 36.18 cm^2

- **Les Armatures de répartition $A_{rép}$:**

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition

$$A_{rép}(cm^2) = \frac{A_{b-choisi}\ (cm^2).B\ (m)}{4}$$

Tableau VI.35 *Choix d'armatures de répartition.*

$A_{b-choisi}\ (cm^2)$	$A_{rép}(cm^2)$	Choix d'armature
36.18	27.14	**18** HA **14** = 27.7 cm^2

VI.8.1.2.3 Longitudinalement : Dimensionnement et Ferraillage de la Poutre de Libage

1) Dimensionnement d'une poutre de libage sur sol élastique :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.\,K.\,l_{max}^4}{E}}$$

Tableau VI.36 *Dimensionnement poutre de la poutre de libage*

Dimensionnement	b (m)	L_{max} (m)	h_p calculé (m)	h_p adopté (m)
Poutre de libage	0,7	4,1	0,56	0.90

La section **70 × 90 cm** de la poutre de libage a été revue afin d'assurer une meilleure capacité portante et une plus grande rigidité.

Vérification nécessaire :

Une fois la semelle dimensionnée, on s'assure que la contrainte transmise au sol, incluant le poids de la semelle, respecte la limite admissible

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{\sum N_i + PP_{semelle} + PP_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai}}{L.B} = \frac{\sum N_i + 25.10^{-6}.[B.h_s + b.h_p] + 18.10^{-6}.V_{remblai}}{L.B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$\sum N_{i\ ELS} = 2217.01 + 1560.38 + 1286{,}63 = 5064.02\ KN = 5064020\ N$

$P_{Psemelle} = 25 \times (3 \times 0.65 \times 12.70) = 619.125\ KN = 619125\ N$

$P_{Ppoutre\ libage} = 25 \times [(0.9 - 0.65) \times 0.7 \times 12.7) = 55.5625\ KN = 55562.5\ N$

$P_{remblai} =$ Volume de remblai $mm^3 \times 18.10^{-6}$

Volume de remblai $=$ (Volume de la fouille $-$ Volume de la semelle)

Volume de remblai $= 78.74\ m^3 - 26.382\ m^3 = 52.358\ m^3 = 5.2358 \times 10^{10}\ mm^3$

$\sum \sigma_{sol} = \frac{5064020+619125+55562.5+942444}{38100000} = 0.175\ MPa \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25\ MPa$ → Condition est vérifié.

Les sollicitations de la poutre de libage :

$$q\ (KN/ml) = \frac{\sum N_i + PP_{semelle} + PP_{poutre\ de\ libage} + P_{remblai}}{L}$$

$\sum N_{i\ ELS} = 2217.01 + 1560.38 + 1286{,}63 = 5064.02\ KN$

$\sum N_{i\ ELU} = 3032.37 + 2133.39 + 1754.17 = 6919.93\ KN$

$P_{remblai} = 942.444\ KN$

q_{ELU} = 672.21 KN/ml q_{ELS} = 526.07 KN/ml

- **Ferraillage de la poutre de libage :**

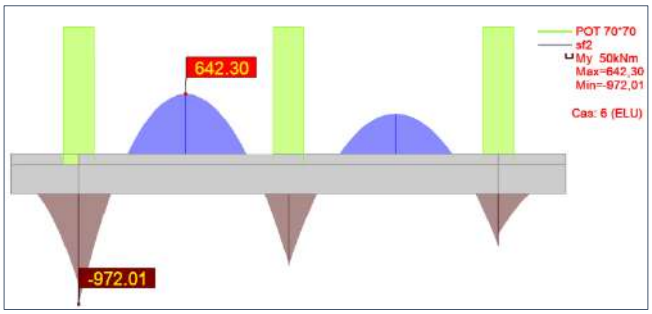


Fig. III.11 Diagramme des moments à l'ELU.

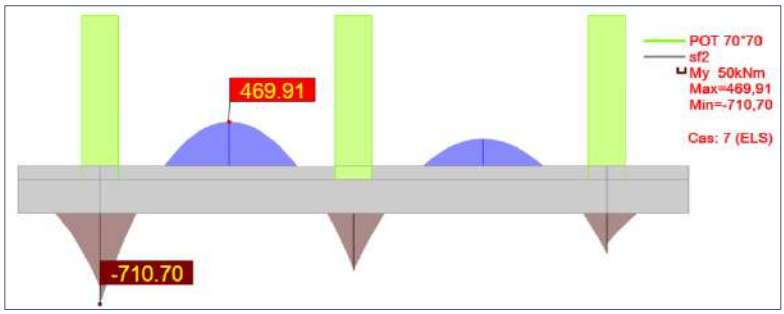


Fig. III.12 Diagramme des moments l'ELS.

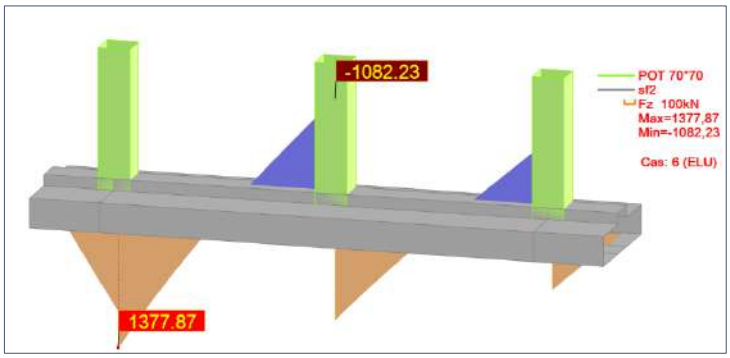


Figure III.13 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.37 Les résultat

	ELU	ELS
Mt max (KN.m)	642.30	469.91
Ma max (KN.m)	-972.01	-710.70
T max (KN)	1377.87	/

a) Armatures longitudinales :

Tableau III.38 Calcul des sections d'acier de la poutre de libage.

Emplacements	Mu (KN.m)	d (cm)	σ_b MPa	σ_s MPa	μ	β	A_{cal} (cm²/ml)	A' (cm²/ml)	A_{Min} CBA93 (cm²)
Travée	642.30	81	14,17	348	0.069	0.964	23.64	0	6.3
Appuis	-972.01	81	14,17	348	0.105	0.945	36.49	0	6.3

Tableau VI.39 *choix d'armatures longitudinales à L'ELU*

Type	Section (cm^2)	Localisation		$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{Min\ CBA93}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Nombre des barres
Poutre de libage	70 × 90	Travée	Armature Supérieur	23.64	31.5	34.80	10 T 20 + 3 T 12 chap
		Appuis	Armature Inferieur	36.49	31.5	38.45	9 T 20 + 9 T 12 chap

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

- Fissuration préjudiciable :

La contrainte de traction des armatures est **limitée** : $\overline{\sigma_s} = 201.63$ **MPa**

La contrainte **limite** du béton à l'état limite de service : $\overline{\sigma_{bc}}$ = **15** MPa

Tableau III.40 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.*

Emplacements	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (m)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En travée	469.91	34.80	0.28	6.67	15	Vérifiée	188.5	C.Vérifie
En appuis	-710.70	38.45	0.29	9.75	15	Vérifiée	259.4	CNV

Comme la contrainte dans l'acier dépasse la valeur admissible à l'ELS, la section d'armatures doit être recalculée.

Tableau III.41 *choix d'armatures longitudinales finale de la poutre*

Emplacements	M_{ser} (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{tendu\text{-}finale}$ (cm^2)
En travée	469.91	23.64	46.80	10 T 20 + 10 T 14 chap
En appuis	-710.70	51.12	51.51	10 T 20 + 10 T 16 chap

Tableau III.42 *Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.*

Emplacements	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (m)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
En appuis	-710.70	51.51	0.33	8.87	15	C.Vérifie	196.80	C.Vérifie

- **Vérification du cisaillement de la poutre de libage :(CBA 91 Art.5.2.4.2)**

Contraintes limite de cisaillement : $\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa (FP)

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9h}$; V_u : effort tranchant.

Tableau III.43 *Vérification du cisaillement*

b_0 (mm)	d (mm)	fc_{28} (MPa)	V_u (N)	τ_u MPa	$\overline{\tau_u}$ MPa	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
700	810	25	1377870	2.43	2.5	Condition est vérifié

❖ **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

Tableau III.44 Armatures transversales de la poutre de libage

Ø (mm)	A_t (cm^2)	A_t= (0.003) s.b cm^2	Esp $Z_{critique}$	Esp (cm) $Z_{non\text{-}critique}$
8	10 HA 8 = 5.02	1.47	7 cm	40 cm

III.3.2.7.1 Vérification de la flèche :

Si : la portée L est au plus égale à 5 m : « L ≤ 5 m » → $f_{adm} = \frac{L}{500}$.

Si : la portée L est supérieure à 5 m : « L > 5 m » → f_{adm}= 0,5 cm + $\frac{L}{500}$

Tableau III.45 *Vérification de la flèche de la poutre de libage*

M_{tser} (KN)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	σ_s	μ	λ_i	λ_v
469.91	34.80	29	0.00613	188.50	0.453	3.425	1.370
I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{vi} (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	$\bar{f}$ (mm)
1978.511×10^3	853.48×10^3	1342.94×10^3	4.1	2.88	5.44	2.56	8.20

Le processus de vérification de la flèche a été largement mené à bien.

- **Armatures de peau :**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 100 cm et 90 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3 cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Donc on adopte 4 HA 12 = 4.52 cm².

VI.8.2 Calcul des semelles filante (continue) sous Voile :

Dans le cadre de l'analyse des semelles continues sous voiles, nous avons considéré les sollicitations dans les deux situations suivantes :

- **Situation durable (courante)**
- **Situation accidentelle (sismique)**

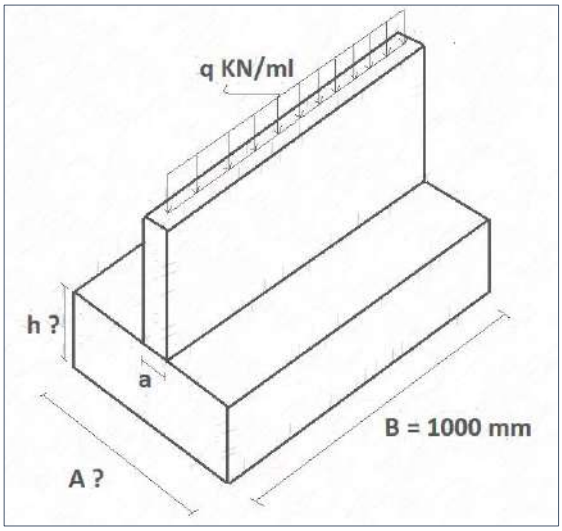
L'étude a été menée pour les deux directions principales :

- **Semelle continue sous voile selon l'axe X**
- **Semelle continue sous voile selon l'axe Y**

Pour chaque cas, nous avons identifié le **cas de charge critique**, c'est-à-dire celui générant les efforts les plus défavorables.

Sur cette base, nous avons procédé à :

- **La justification géométrique** (dimensions de la semelle)
- **Le ferraillage longitudinal et transversal**.



FigureVI.14 *Schéma d'une Semelle filante sous voile*

Le dimensionnement de la semelle filante sous voile a été vérifié aux deux états limites :

- État Limite de Service (ELS)
- État Limite Ultime (ELU)

Le **ferraillage** a également été étudié aux deux états limites. Les armatures ont été définies de manière à satisfaire les exigences en situation durable et accidentelle,

Les réactions des sols obtenues :

Tableau VI.46 *Les réactions de la semelle Axe « 3 - C »*

Semelle	COMB	F_Z (KN/ml)	Mt KN.m/ml
SF SUIVANTES X	G+Q	635,65	2,94
	1,35G+1,5Q	867,69	4,069
	G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	1689,18	124,05
SF SUIVANTES Y	G+Q	531,66	10,74
	1,35G+1,5Q	726,95	14,81
	G+0.3Q+1.4(Ex+0.3Ey)	2091,22	129,81

- **Dimensionnement de la semelle filante suivante l'axe x :**

Tableau VI.47 *Paramètres géométriques des fondations (ELS, ELU, ACC)*

COMB	e_{0a} (mm)	B (mm)	A (mm)	A_{choisi} (mm)	A/6 (mm)	Répartition	h (mm)	d_a (mm)
ELS	4.63	1000	2.56	3000	500	Trapézoïdale	750	712
ELU	4.69	1000	1750	2000	333.33	Trapézoïdale	550	512

D'après ce tableau on choisira les dimensions finales pour la semelle :

B = 1.00 m ; A = 3.00 m ; h = 0.75 m ; d_a = 0.712 m

- **Vérification de la contrainte moyenne :**

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{N}{1000.A} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{635.65}{3000} = 0.211\ MPa \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25\ MPa$$

- **Vérification de la méthode de ferraillage :**

Tableau VI.48 *Vérification de la méthode de ferraillage*

COMB	e_{0a} (mm)	$\frac{A}{18}$ (mm)	$e_{0a} = \frac{M_a}{N} \leq \frac{A}{18}$
ELS	4.63	166.67	Méthode des bielle
ELU	4.69	166.67	Méthode des bielle
ELA	73.44	166.67	Méthode des bielle

- **Les Armatures Principales A_a :**

Le ferraillage principal seront disposées parallèlement à A c'est-à-dire que suivante l'axe X dans ce cas.

Le calcul a été effectué en situations durable et accidentelle, ce qui a permis de déterminer le ferraillage maximal requis.

Tableau VI.49 *Calcul de ferraillage*

N_{max} (KN)	e_{0a} (mm)	A (mm)	d_a (mm)	N_a' (MPa)	σ_s (MPa)	A_a (cm^2)
635,65	4.63	3000	712	638593.1	348	9.12
867,69	4.69	3000	712	871759.5	400	10.83
1689,18	73.44	3000	712	1813233	400	22.52

Donc le ferraillage maximal dans en **situation accidentelle**.

Tableau VI.50 *Choix d'armatures Principales*

A_a (cm^2)	Choix d'armature
22.52	**16** HA **14** = 24.62 cm^2

- **Les Armatures de répartition $A_{rép}$:**

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition

$$A_{rép}(cm^2) = \frac{A_{a-choisi}\ (cm^2).A\ (m)}{4}$$

Tableau VI.51 *Choix d'armatures de répartition.*

$A_{a-choisi}\ (cm^2)$	$A_{rép}(cm^2)$	Choix d'armature
24.62	18.47	**12** HA **14** = 18.47 cm^2

- **Dimensionnement de la semelle filante suivante l'axe y :**

Tableau VI.52 *Paramètres géométriques des fondations (ELS, ELU, ACC)*

COMB	e_{0a} (mm)	B (mm)	A (mm)	A_{choisi} (mm)	A/6 (mm)	Répartition	h (mm)	d_a (mm)
ELS	20.20	1000	2190	2600	433.33	Trapézoïdale	750	712
ELU	4.69	1000	1510	2000	333.33	Trapézoïdale	550	512

D'après ce tableau on choisira les dimensions finales pour la semelle :

B = 1.00 m ; A = 2.60 m ; h = 0.75 m ; d_a = 0.712 m

- **Vérification de la contrainte moyenne :**

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{N}{1000.A} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sum \sigma_{sol} = \frac{531.66}{2600} = 0.204\ MPa \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.25\ MPa$$

- **Vérification de la méthode de ferraillage :**

Tableau VI.53 *Vérification de la méthode de ferraillage*

COMB	e_{0a} (mm)	$\frac{A}{18}$ (mm)	$e_{0a} = \frac{M_a}{N} \leq \frac{A}{18}$
ELS	20.20	144.44	Méthode des bielles
ELU	20.37	144.44	Méthode des bielles
ELA	62.07	144.44	Méthode des bielles

- **Les Armatures Principales A_a :**

Le ferraillage principal seront disposées parallèlement à A c'est-à-dire que suivante l'axe Y dans ce cas.

Le calcul a été effectué en situations durable et accidentelle, ce qui a permis de déterminer le ferraillage maximal requis.

Tableau VI.54 *Calcul de ferraillage*

N_{max} (KN)	e_{0a} (mm)	A (mm)	d_a (mm)	N_a' (MPa)	σ_s (MPa)	A_b (cm^2)
531,66	20.20	2600	712	544051.8	348	6.67
726,95	20.37	2600	712	744036.1	400	7.94
2091,22	62.07	2600	712	2240992	400	23.901

Donc le ferraillage maximal dans en **situation accidentelle**.

Tableau VI.55 *Choix d'armatures Principales*

A_a (cm^2)	Choix d'armature
23.901	**17** HA **14** = 26.16 cm^2

- **Les Armatures de répartition $A_{rép}$:**

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition

$$A_{rép}(cm^2) = \frac{A_{a-choisi}\ (cm^2).A\ (m)}{4}$$

Tableau VI.56 *Choix d'armatures de répartition.*

$A_{a-choisi}\ (cm^2)$	$A_{rép}(cm^2)$	Choix d'armature
26.16	17.004	**12** HA **14** = 18.47 cm^2

VI.9. Calcul de Radier partielle :

Dans le cadre de l'étude des fondations de ce projet, un radier partiel a été adopté dans la zone située au niveau de la cage d'escalier, incluant également les voiles et quatre poteaux porteurs. Cette configuration particulière engendre une concentration importante de charges verticales, en raison de la superstructure composée d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de sept étages supplémentaires.

Le choix d'un radier partiel dans la zone de la cage d'escalier repose sur plusieurs critères techniques, à savoir :

- Une trame structurale serrée avec plusieurs poteaux et voiles concentrés,
- Une contrainte admissible du sol modérée (2,5 bars),
- Ces conditions correspondent pleinement aux situations où un radier partiel est techniquement justifié et économiquement viable.

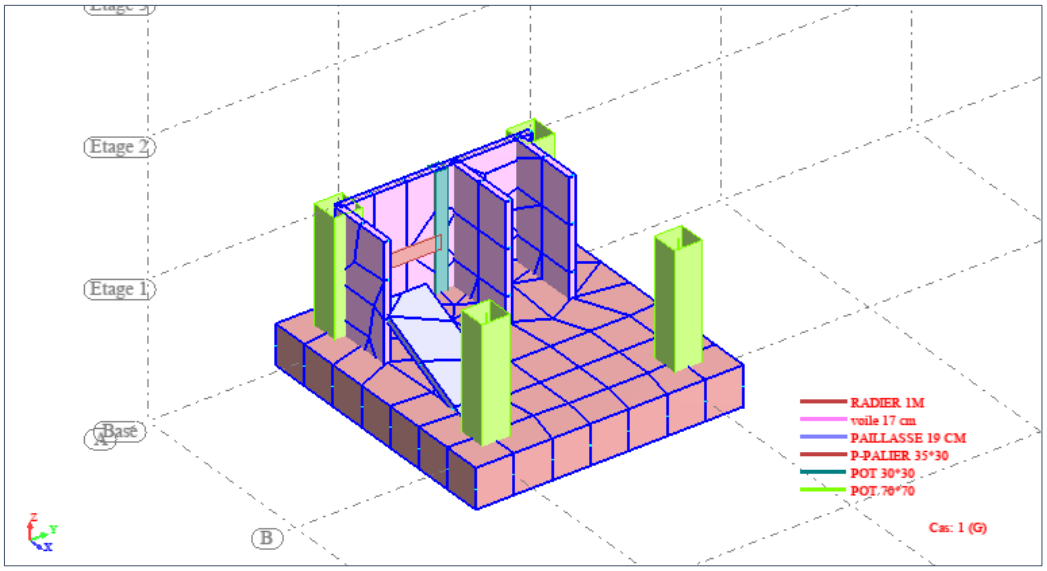


Figure VI.15 *Modélisation 3D d'un radier partiel avec voiles et poteaux porteurs.*

VI.9.1 Prédimensionnement du radier :

- **Hauteur du radier :**

Cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$ Avec L : la plus grande portée du panneau de dalle

- **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide il faut :

$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0,5.K.l_{max}^4}{E}}$; l_{max} = largeur du radier ; $E = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$;

K_z : Coefficient de raideur du sol égale à : $K = 4x10^{-2}$ N/mm^3

- **Condition de non cisaillement :**

Il faut vérifier la condition d'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Condition de non poinçonnement :**

$$P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_C = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$

P_U : la charge à l'ELU

« a ; b » : dimensions du poteau

h: hauteur de la dalle du radier

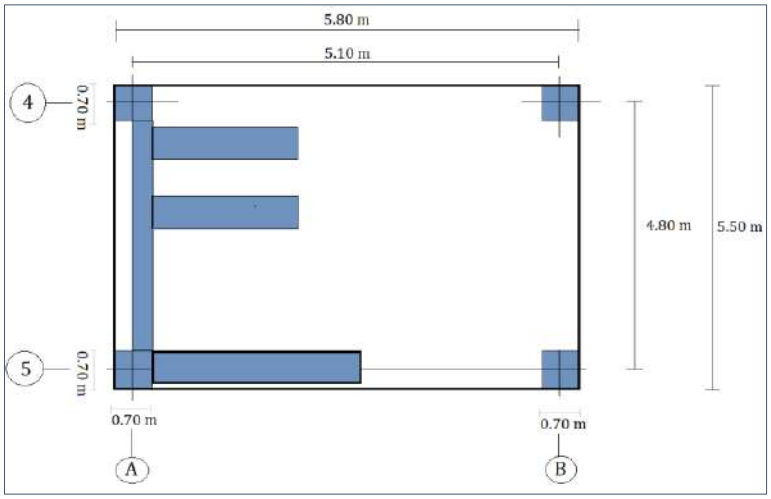


Figure VI.16 *La zone de la cage d'escalier destinée à la réalisation d'un radier partiel sans débordement*

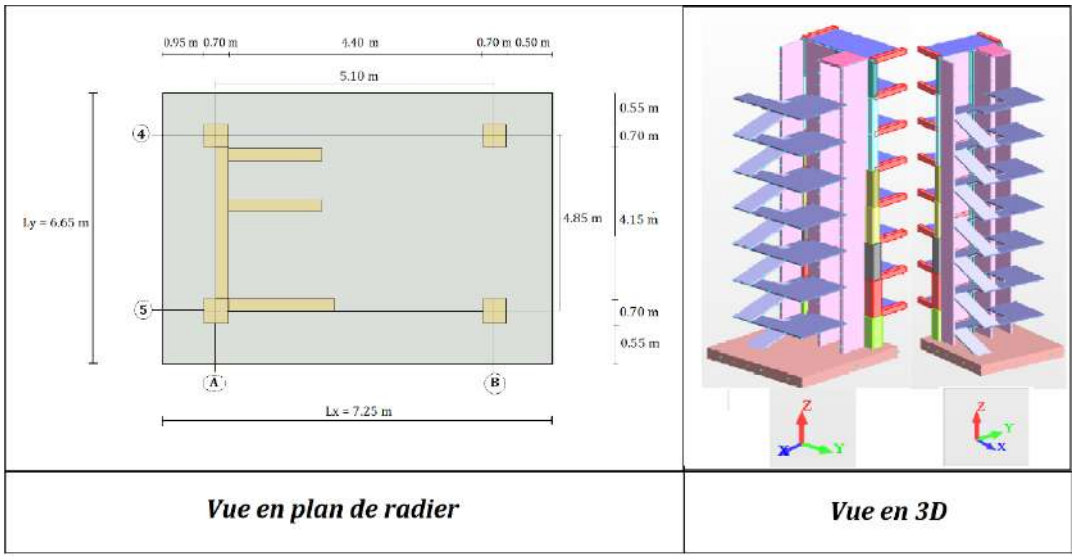


Figure VI.17 *Zone de radier partiel sous cage d'escalier avec le débordement*

- **Application numérique :**

Hauteur du radier	
Condition forfaitaire : $\frac{L}{8} = \frac{580}{8} = 72.5\ cm \leq h \leq \frac{L}{5} = \frac{580}{5} = 116\ cm$	On adopte h = 90 cm
Condition de Rigidité : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.K.l_{max}^4}{E}}$	$h_p \geq 88.95$ cm On adopte h = 90 cm => Radier Rigide

- **Condition de non cisaillement :**

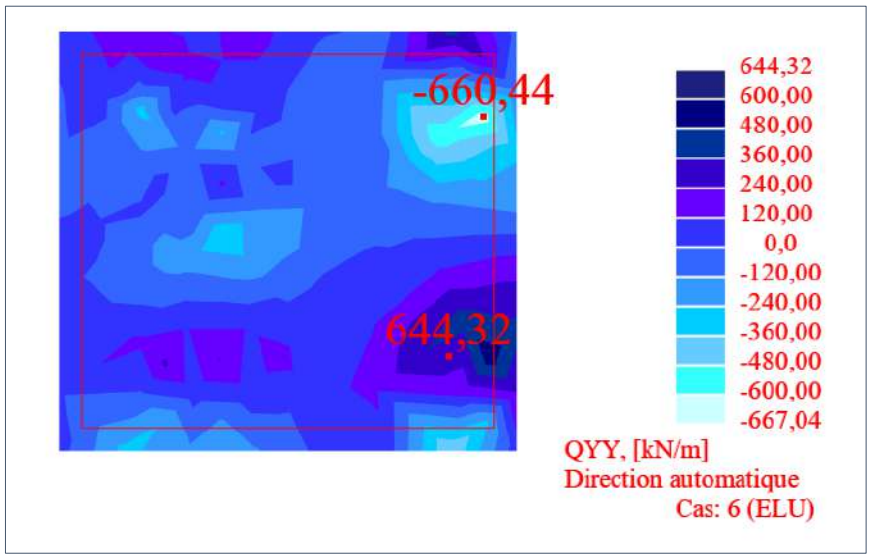


Figure VI.18 *Distribution de l'effort tranchant Max sur le radier (ELU)*

- L'effort tranchant Max suivant la direction « x-x » $V_u = 636.19$ KN

$$\tau_u = \frac{660440}{1000 \times 810} = 0.82\ MPa \quad \leq \bar{\tau}_u = 1.17\ \text{MPa}$$ La condition est satisfait

- **Condition de non poinçonnement :**

Il convient d'effectuer une double vérification de l'effort réduit maximal : d'une part pour les voiles, et d'autre part pour les poteaux.

$U_{C-voile} = 8140mm$; $U_{C-poteau} = 6800\ mm$

$P_{u-voile} = 1674{,}81$ KN ; $P_{u-poteau} = 2217{,}34$ KN

$$P_{u-voile} = 1674{,}81\text{kn} \leq \left(0{,}045 \times 8140 \times 900 \times \frac{25}{1.5}\right) = 5\ 494.5\ kn$$

$$P_{u-poteau} = 2366580\ \text{kn} \leq \left(0{,}045 \times 6800 \times 900 \times \frac{25}{1.5}\right) = 4\ 590\ kn$$

Condition vérifiée

VI.9.2 Vérification des contraintes dans le sol :

1) Distribution des contraintes à l'ELS :

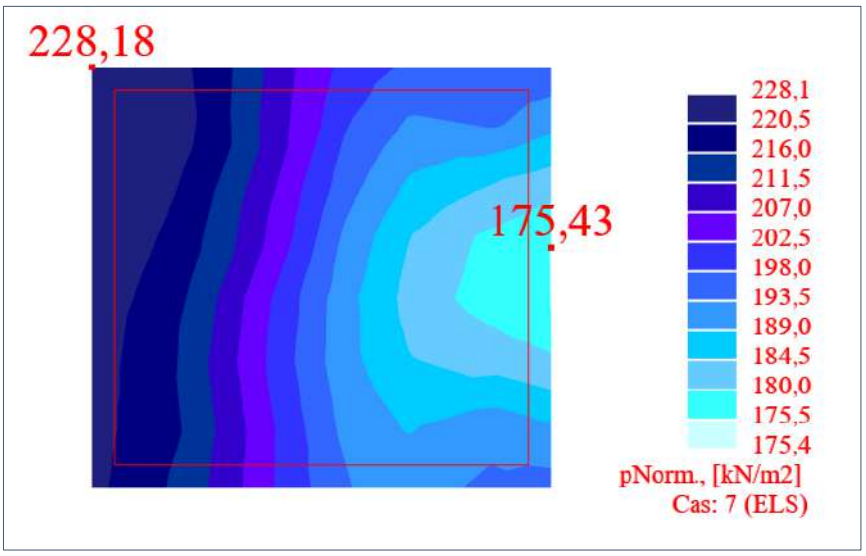


Figure VI.19 *Cartographie des contraintes à l'ELS sous le radier*

- $\sigma_{max} = 2.28\ bars$
- Contrainte admissible de service : 2.50 bars
- $\sigma_{max} = 2.28$ bars $< \overline{\sigma_{sol-ELS}} = 2.50$ bars Donc la Condition est vérifiée

2) Distribution des contraintes à l'ELU :

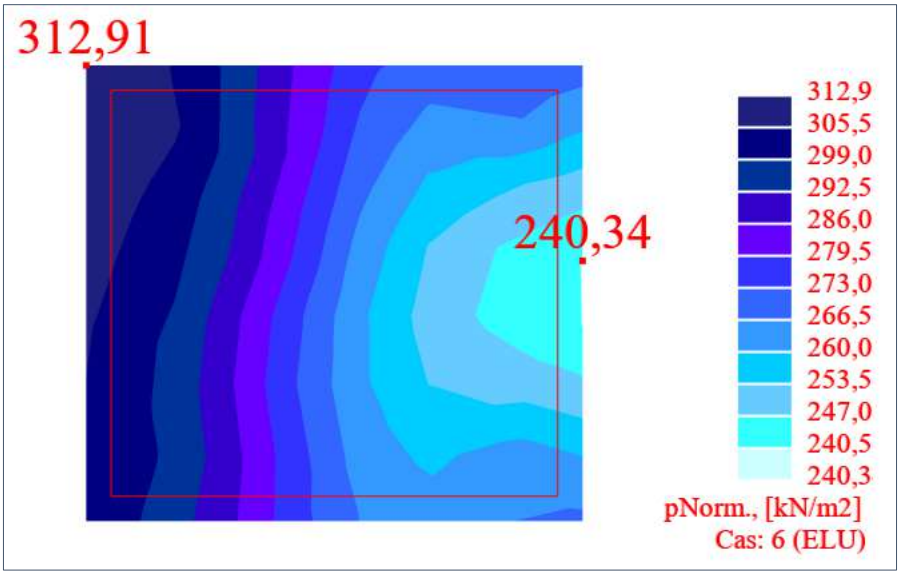


Figure VI.20 *Cartographie des contraintes à l'ELU sous le radier*

- $\sigma_{max} = 3.39\ bars$
- Contrainte limite réelle (capacité portante ultime) : 4.25 bars
- $\sigma_{max} = 3.39$ bars $< \overline{\sigma_{sol-ELu}} = 4.25$ bars Donc la Condition est vérifiée

VI.9.3 Ferraillage de radier partiel :

Le radier fonctionne sous une flexion bidirectionnelle se comporte comme un plancher renversé.

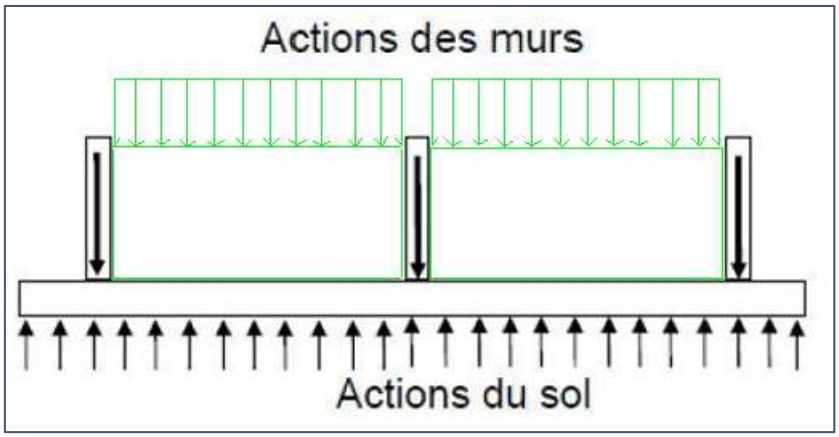


Figure VI.21 *Cartographie des contraintes à l'ELU sous le radier*

- **Un radier est accessible à :**

Des efforts verticaux transmis par les poteaux et voiles, concentrés.

Une réaction du sol, répartie sur la surface du radier,

Cela produit des moments de flexion dans deux axes (Mx, My), des efforts de cisaillement et occasionnellement du poinçonnement autour des poteaux.

La pose d'armatures dans le radier intègre :

Armatures principales (dans les deux directions x et y) :

M > 0 tend les fibres supérieures qui se trouve dans la partie positive de l'axe Z

M < 0 tend les fibres inférieures qui se trouve dans la partie négative de l'axe Z (sous poteaux ou murs).

VI.9.3.1 Sollicitations de calcul :

- **Pour M_{XX} on a :**

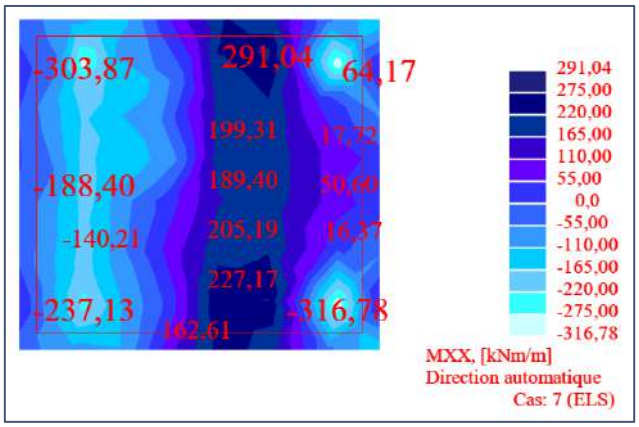


Figure VI.22 *Répartition des moments M_{XX} dans radier – ELS*

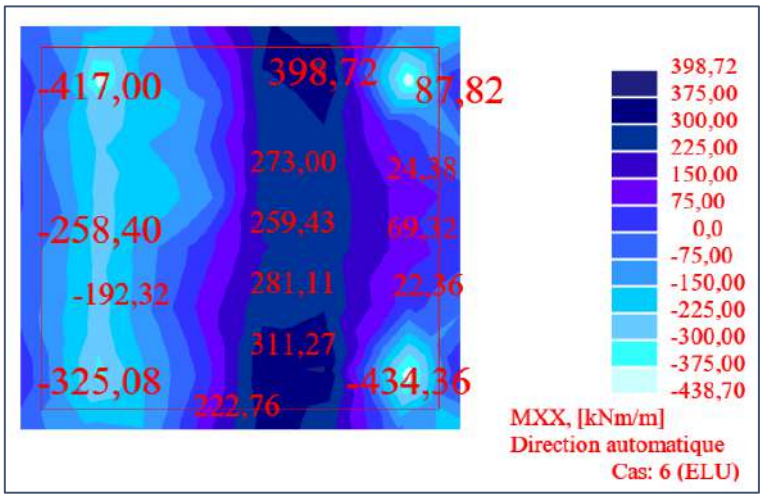


Figure VI.23 *Répartition des moments M_{XX} dans radier – ELU*

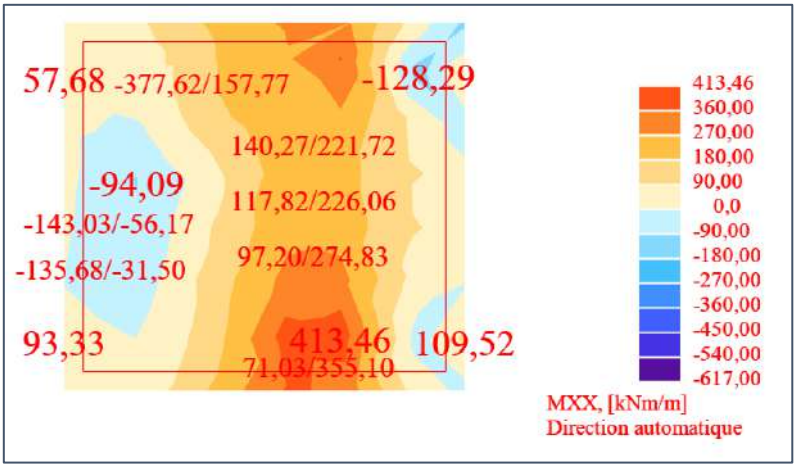


Figure VI.24 *Répartition des moments M_{XX} dans radier – ELA*

- **Pour M_{YY} on a :**

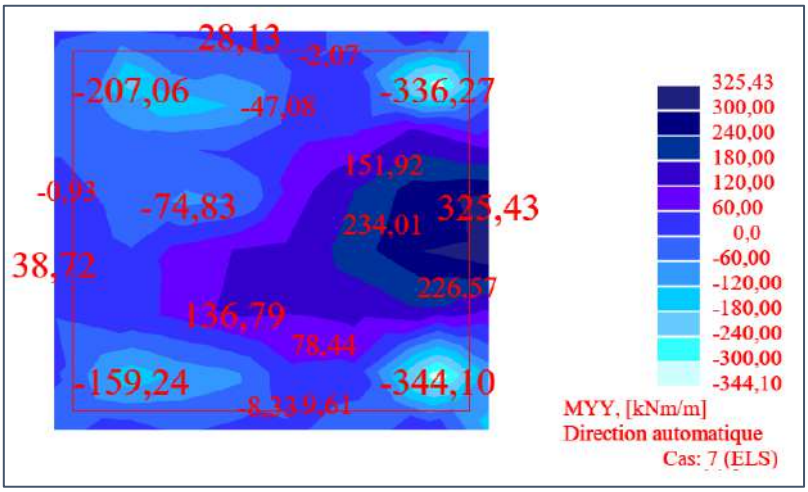


Figure VI.25 *Répartition des moments M_{YY} dans radier – ELS*

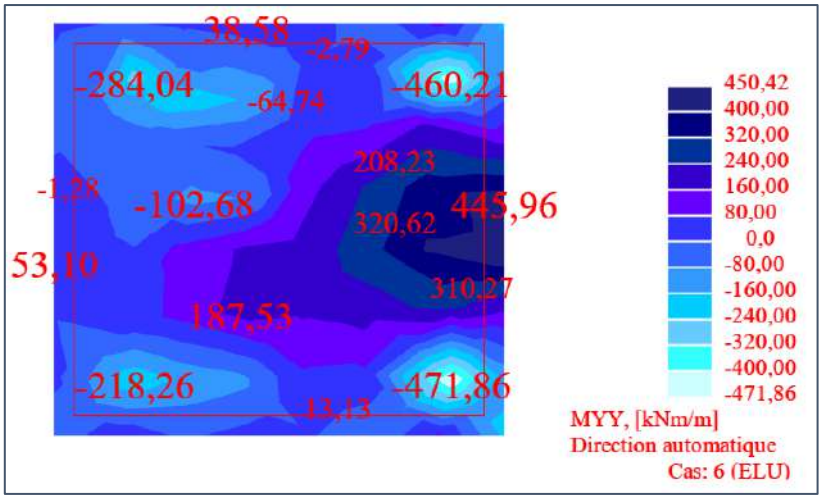


Figure VI.26 *Répartition des moments M_{YY} dans radier – ELU*

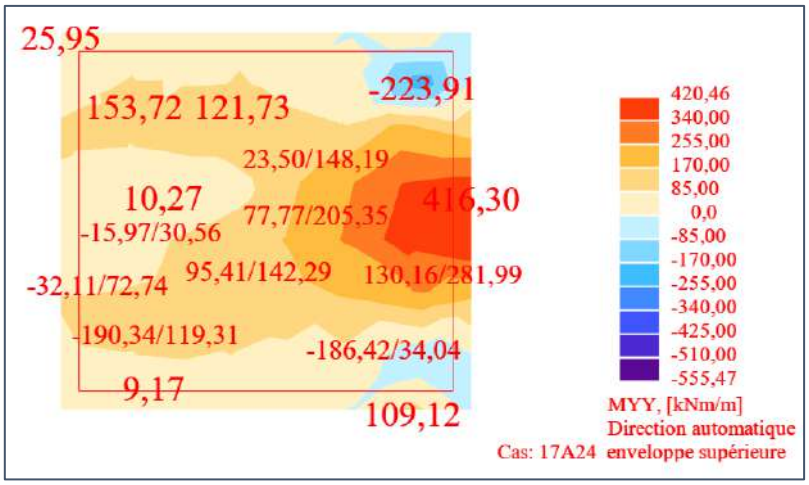


Figure VI.27 *Répartition des moments M_{YY} dans radier – ELA*

On opte les moment max pour chaque direction et ont résumé les résultats dans les tableaux suivante :

Tableau VI.57 *récapitulatif des moments Mxx [KN.m/m]*

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-417	434.36	-316.78	291.04	-143.03	413.46

Tableau VI.58 *récapitulatif des moments Myy [KN.m/m]*

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-471.86	445.96	-344.10	325.43	-223.91	416.30

- Les moments maximaux dans les deux directions (Mxx et Myy) sont très proches, ce qui montre une sollicitation presque équivalente dans les deux sens du radier.

Le radier est sollicité de manière équilibrée dans les deux orientations principales, avec des valeurs de moments très semblables. Cela autorise le choix du moment optimal entre Mxx et Myy pour le dimensionnement, ce qui facilite et sécurise le processus de conception.

VI.9.3.2 Calcul du ferraillage :

Tableau VI.59 *récapitulatif des moments maximaux et des caractéristiques du radier (ELU)*

Niveau	ELU		h (cm)	b (cm)	γ_b	γ_s	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
	Appuis	**Travée**	90	100	1,5	1,15	14.20	348
Radier	-471.86	445.96						FeE400

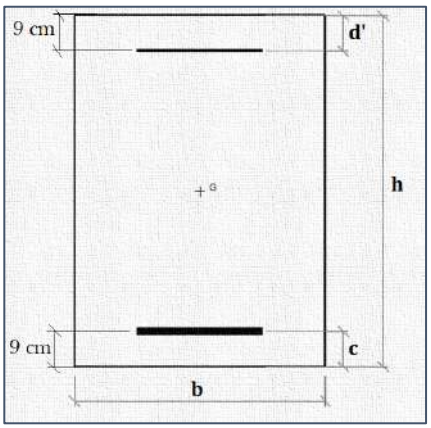


Tableau VI.60 *Résultats de ferraillage à ELU.*

		M (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi (cm^2)	St (cm)	$\overline{St}$ (cm)	$St \leq \overline{St}$ (cm)
M_t X et Y	La nappe sup	445.96	16.24	9.00	10 HA16 = 20.10	10	33	C.V
M_a X et Y	La nappe inf	-471.86	17,21	9.00	10 HA16 = 20.10	10	33	C.V

VI.10 Etude du voile périphérique :

1) Dimensionnement :

Selon le RPA 2024 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 60 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 17cm.

La hauteur de voile périphérique = 3.40 m.

Le voile étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés chargé par la pression des terres qui présente dans la réalité une répartition triangulaire.

2) étape de calcul :

- **Détermination des sollicitations :**

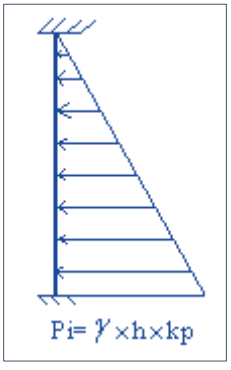
Détermination du coefficient de poussée :

$$1Kp = tg^2 (45° - \frac{\varphi}{2})$$

φ : Angle de frottement du remblai = 26 °

D'où kp = 0,33 (γ =1,8 t/m^3)

La force de poussée P donnée par la formule suivant :



$$\mathbf{P} = (1/2) .kp. \gamma_r . (H_{tot})^2$$

H_{tot} = 3.40m.

γ_r = 18 KN/m^3.

$$\mathbf{P} = (1/2) \times 0,33 \times 18 \times 11.56$$

P = 34.33 KN/ml.

Détermination de la contrainte de poussée :

Le calcul se fait pour le voile le plus sollicité (5.25 × 3.40) m^2 et pour une bande de 1 m de largeur.

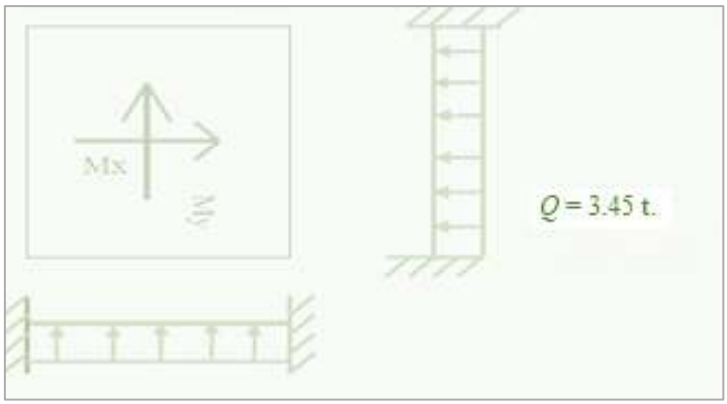
$$Q=\frac{Pi\times h}{2}$$

$$Pi=\gamma\times h\times kp$$

$$Pi=1,8\times 3.40\times 0,33$$

$P_i = 2,02\ t/m^2$.

$Q = 3.45$ t.



3) ferraillage du voile périphérique :

1) Méthode de calcul :

On utilise la méthode des lignes des ruptures pour détermine les moments

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	qu(KN/m^2)
3.40×5.25	3.40	5.25	50,16

$L_x = 3.40$ m.

$L_y = 5.25$ m.

$L_x / L_y = 0,67 > 0,4$ ⟶ la dalle travaille dans les deux sens.

Calcul des armatures à L'ELU :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.61 *Résultats de ferraillage à ELU.*

	Appui		Travée	
Sens	xx	yy	xx	yy
M (KN.m)	22,475	17,825	33,71	26,73
As (cm^2)	3,61	2,91	5,48	4,29
As min (cm^2/ml)	2,17	2,17	2,17	2,17
Choix des barres/ml	10 HA 10	10 HA 10	10 HA 12	10 HA 12
Espacement (cm)	20	20	20	20

- **A L'ELS par la méthode forfaitaire :**

Tableau VI.62 *Les efforts internes à ELS*

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x-x			
			μ_x	M_x (KN.m)	M_{tx}(KN.m)	M_{ax}(KN.m)
3.40	5.25	0.67	0,0496	39,8	29,85	19,9
			Sens y-y			
			μ_y	M_y(KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
			0,7052	8,071	21,053	14,035

Détermination des armatures à L'ELS :

Tableau VI.63 *Résultats de ferraillage à ELS.*

	Appui		Travée	
sens	xx	yy	xx	yy
M (KN.m)	19,9	14,035	29,85	21,053
As (cm^2)	3,21	2,36	4,76	3,44
As min (cm^2/ml)	2,17	2,17	2,17	2,17
Choix des barres/ml	10 HA 10	10 HA 10	10 HA 12	10 HA 12
Espacement (cm)	20	20	20	20

4) Vérifications :

1) Les conditions exigées par le RPA 2024 sont :

Un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$\mathbf{A_t}$ = 0,1%.100.20 = 2 cm^2.

$\mathbf{A_t}$ = 0,1%.100.20 = 2 cm^2.

2) condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité selon le B.A.E.L 91 est la suivante :

Sens y-y :

$A_y \geq A_y^{min}$ tel que $A_y^{min} = \rho_0 (y) = 8\ Epaisseur$

Pour F_e=400

Sens x-x :

$$A_x \geq A_{xmin} \qquad \text{tel que } A_{xmin} = \rho_0 (y) \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} \times A_y^{min}$$

3) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $\delta_t \leq \min (3h ; 33cm)$

$$\delta_t \leq 33cm \text{.....vérifiée.}$$

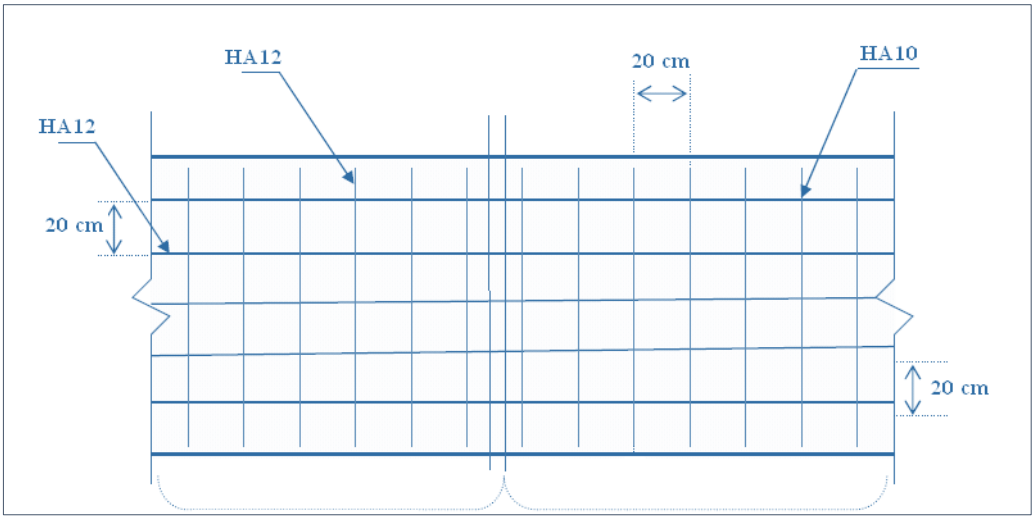
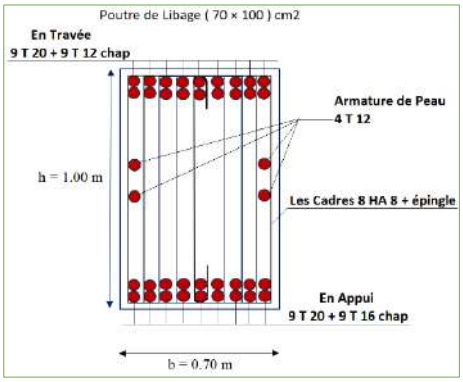
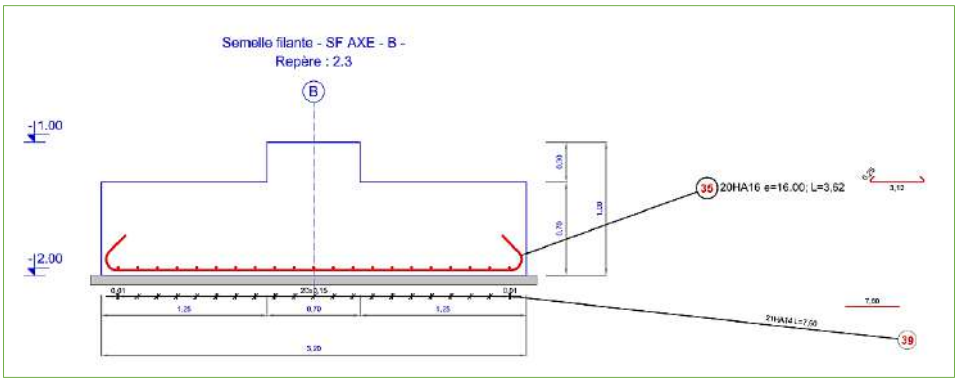


Figure VI.28 : *Schéma du ferraillage du voile périphérique*

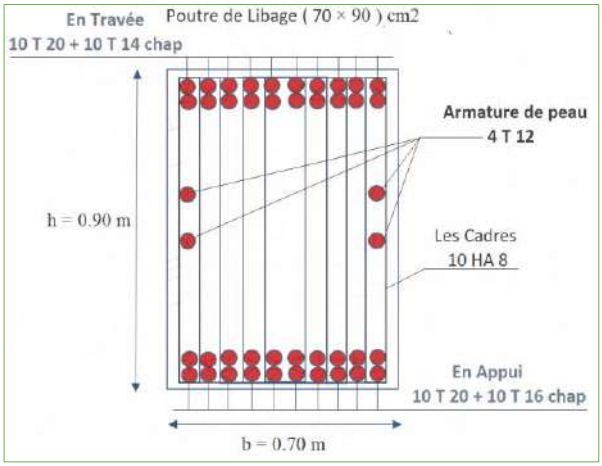
Schéma du ferraillage des semelle :

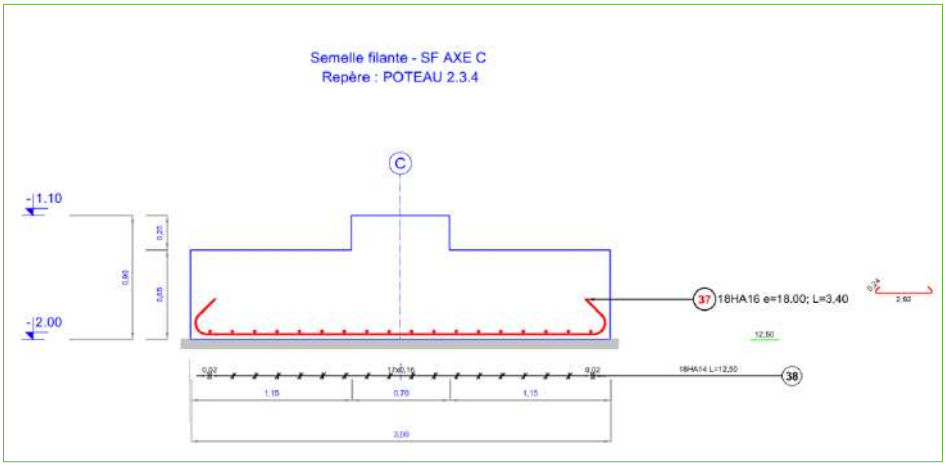
Semelle filante sous deux poteaux + Poutre de Libage



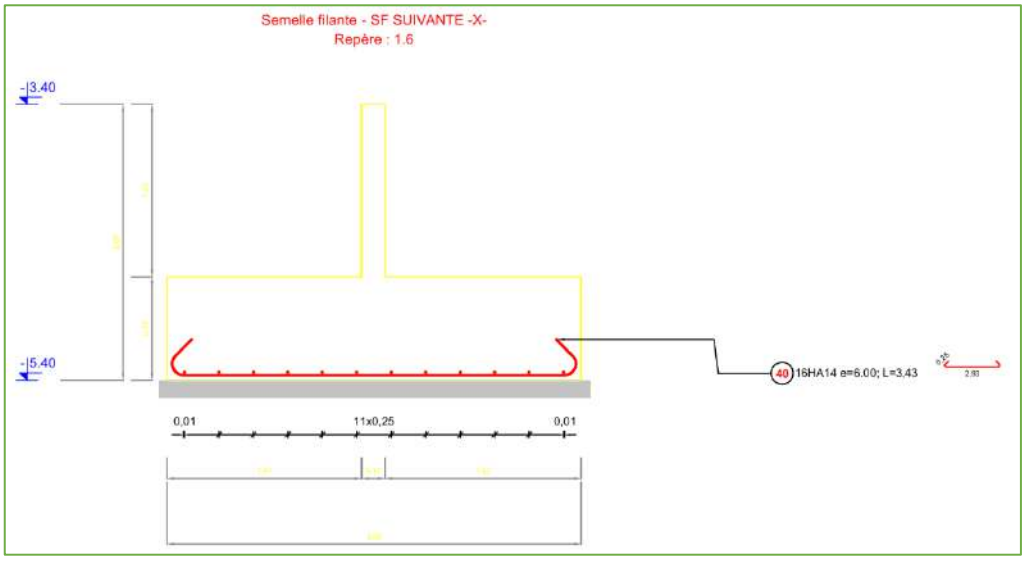


Semelle filante sous trois poteaux + Poutre de Libage

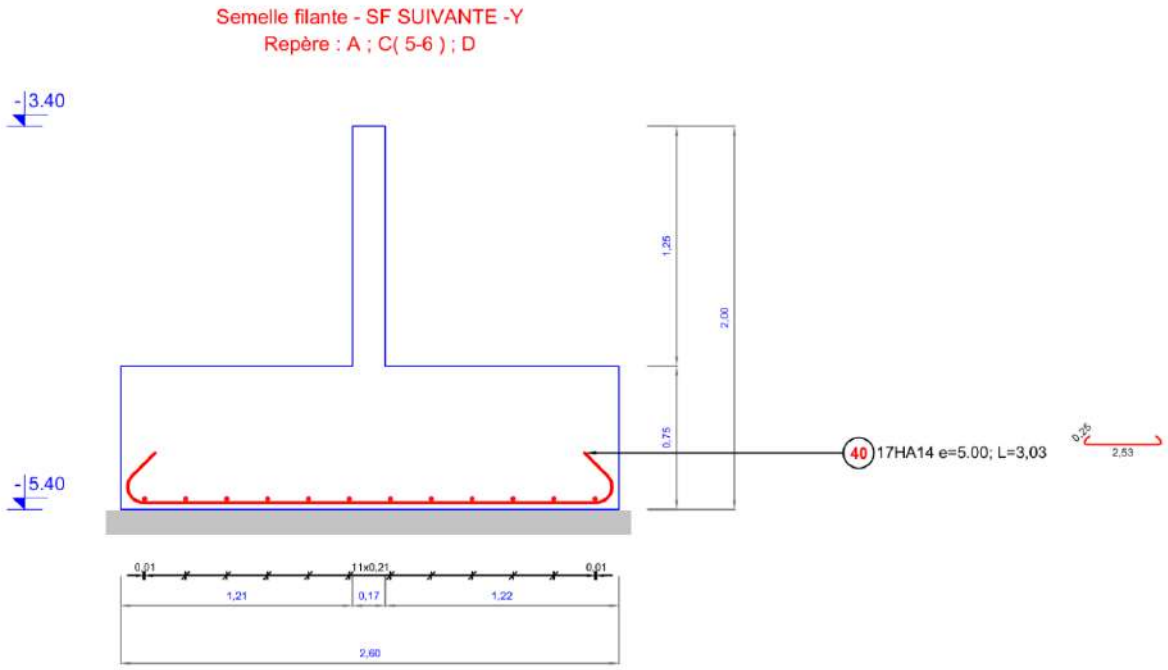




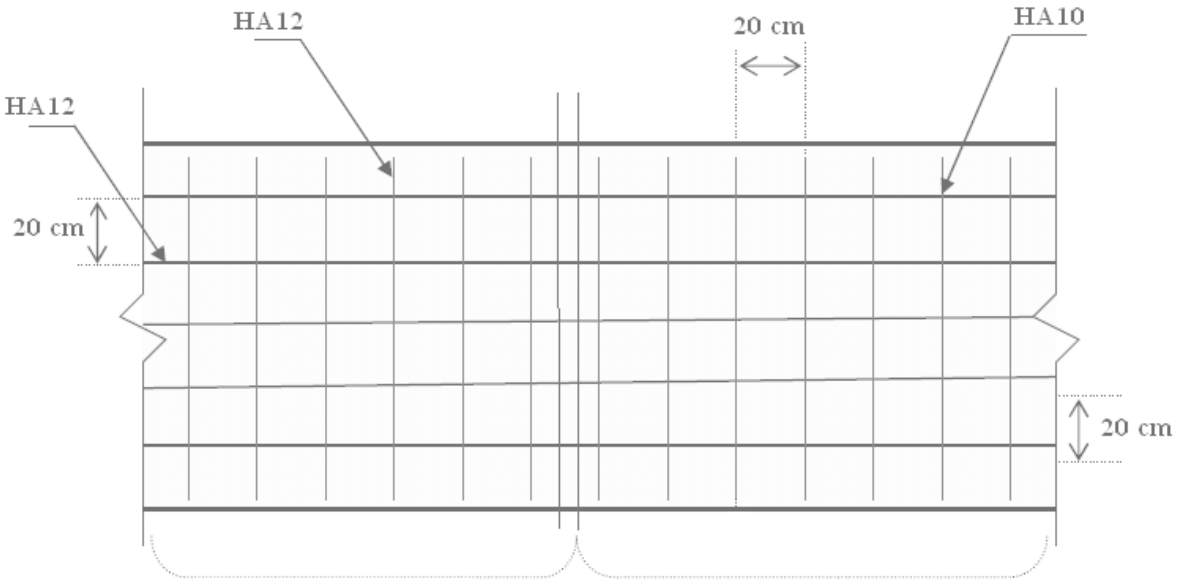
Semelle continue sous voile selon l'axe X



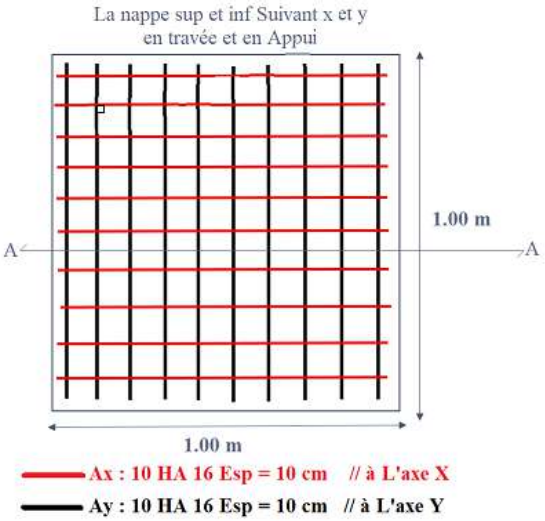
❖ Semelle continue sous voile selon l'axe Y :

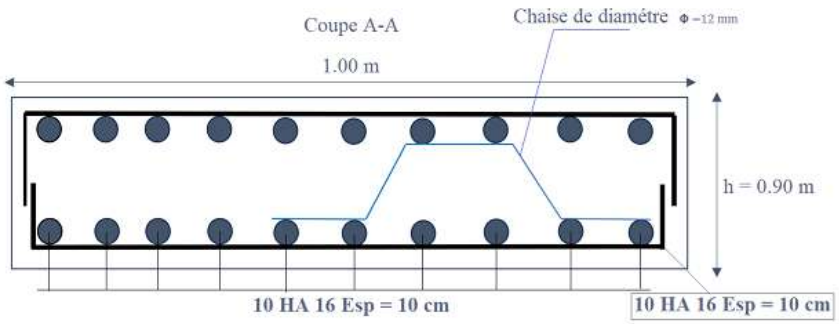


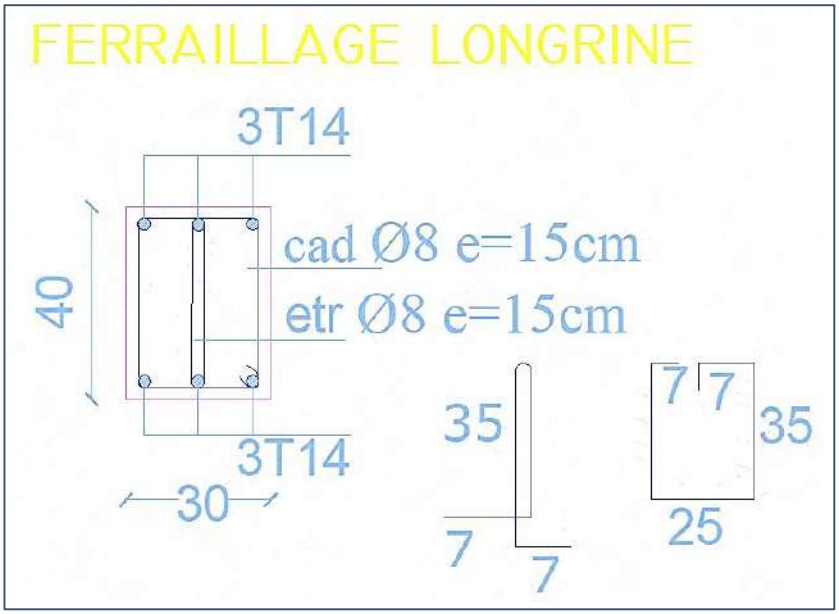
❖ Ferraillage du voile périphérique :



❖ Radier partielle : au niveau de la cage d'escalier







CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de notre formation en génie civil, et a constitué une opportunité concrète de mettre en œuvre les acquis théoriques et techniques développés durant notre cursus universitaire, à travers l'étude complète d'un bâtiment réel selon les normes et règlements en vigueur.

L'ouvrage étudié est un immeuble à usage d'habitation composé d'un **sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de sept étages**. Le **premier chapitre** a été consacré à la présentation générale du projet, incluant la configuration géométrique du bâtiment, la hauteur des niveaux, la répartition fonctionnelle des espaces, ainsi que les principales données architecturales utiles à l'étude structurelle.

Le **deuxième chapitre** a porté sur le **prédimensionnement des éléments structuraux principaux**. Cette phase a permis de fixer des hypothèses initiales sur les dimensions des éléments porteurs de la structure. Il s'agit notamment des **planchers nervurés de type 20+4 cm**, des **dalles pleines de 15 cm**, des **poutres principales de 30×50 cm**, des **poutres secondaires de 30×40 cm**, et des **poteaux** dont les sections ont été adaptées selon les niveaux et les charges, avec un maximum initial de **50×50 cm** au rez-de-chaussée. Quant aux **voiles porteurs**, une épaisseur de **15 cm** a été retenue dans cette phase.

Dans le **troisième chapitre**, nous avons traité le **calcul des éléments secondaires**, notamment **l'acrotère, l'escalier, les dalles pleines**, et la **dalle d'ascenseur**, … Le traitement de ces éléments permet d'assurer une cohérence globale dans le comportement de la structure.

Le **quatrième chapitre** a été dédié à l'**étude dynamique et sismique** de la structure. Cette analyse a été menée conformément au **nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA 2024**, et a conduit à l'ajustement de plusieurs éléments. Ainsi, l'épaisseur des voiles a été portée à **17 cm** pour garantir la stabilité latérale du bâtiment face aux sollicitations sismiques. De même, les poteaux les plus sollicités au rez-de-chaussée ont été redimensionnés jusqu'à **70×70 cm**.

Le **cinquième chapitre** a concerné le **ferraillage des éléments résistants**, à savoir les **poutres**, les **poteaux** et les **voiles**. Le ferraillage a été défini selon les efforts extraits du modèle de calcul établi à l'aide du logiciel **robot structural analysis**, en respectant les exigences en matière de ductilité, d'ancrage et de hiérarchisation des résistances, dans une approche conforme aux prescriptions parasismiques du **RPA 2024**.

Enfin, le **sixième chapitre** a abordé le **dimensionnement des fondations**, basé sur la configuration du bâtiment et les caractéristiques du sol. Trois types de fondations ont été retenus selon les zones : des **semelles isolées** pour les poteaux individuels, des **semelles filantes**, et un **radier partiel** dans les zones fortement sollicitées, notamment sous la cage d'escalier.

L'un des apports fondamentaux de cette étude est l'intégration du **RPA 2024**, récemment mis en application, comme référence unique pour l'ensemble de l'étude sismique. Cela a permis d'adapter notre approche aux exigences les plus récentes en matière de sécurité et de performance structurelle.

En somme, ce travail nous a dotés des bases essentielles pour aborder notre parcours professionnel avec rigueur et autonomie

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- Règles parasismiques Algériennes. (RPA 2024).
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Règle de conception et de calcul de structures CBA93
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- Règles BAEL 91.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.2).
- Règle de calcul des semelles superficielles
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.331).
- Cour béton armé Pr. BOUKENDAKDJI Otmane
- Calcul des structures selon le RPA 2024 (PPT) d'après Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique.

Les Logiciels utilisé :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023.
- AutoCAD 2022.
- SOCOTEC.
- Robot expert 2010

ANNEXE 1

Méthodes de calcul des moments fléchissant dans les poutres continues

Méthode de forfaitaire :

- **Les conditions de la méthode forfaitaire sont :**

a) La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes G ou bien 5 KN/m^2.

   a. $Q \leq \text{Max}\ [2 \times G \text{ et } 5\ KN/m^2]$.

b) Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

   a. $\leq \frac{Li}{L_{i+1}} \leq 1.25$ → Dans les différentes travées en continuité.

c) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes.

d) La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

Moment sur la travée :

Le rapport : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Pour travée de rive : $M_t = [\frac{1,2+0,3\alpha}{2}] \times M_0$

Pour travée intermédiaire : $M_t = [\frac{1+0,3\alpha}{2}]\ M_0$

Pour une poutre à une seule travée : $Mt = 0.85M_0$

Condition : $M_t + \frac{M_e+M_w}{2} \geq$ Max $[1.05\ M_0$ et $(1+0.3\ \alpha)\ M_0]$

Moment d'appui :

L'appuis de rive : $Ma = -$ (0,2 à 0.3) $\times M_0$

Pour une poutre à deux travées : $Ma = - 0,6M_0$

Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travées : $Ma = - 0,5M_0$

Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées : $Ma = - 0,4M_0$

Pour une poutre à une seule travée : $Ma = - 0,5M_0$

Avec :

M_0 : Moment isostatique. $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$ à « ELU » ; $M_0 = \frac{P_S L^2}{8}$ à « ELS ».

$M_w = M_a$: Moment max sur l'appui gauche.

$M_e = M_a$: Moment max sur l'appui droit.

M_t : Moment en travée.

Les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$$

$$T_e = -\frac{P\,L}{2} + \frac{Me+M\,w}{L}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

Méthode de Caquot :

- **Exposé de la méthode :**

Moments d'appuis :

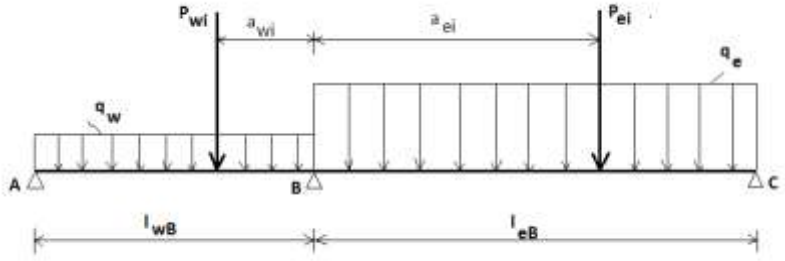
$$l'_w = \begin{cases} l_w & pour\ une\ travée\ de\ rive\ avec\ appui\ simple\ de\ rive \\ 0\,8 l_w & pour\ une\ travée\ intermédiaire \end{cases}$$

$$l'_e = \begin{cases} l_e & pour\ une\ travée\ de\ rive\ avec\ appui\ simple\ de\ rive \\ 0\,8 l_e & pour\ une\ travée\ intermédiaire \end{cases}$$

-Soit : $\boldsymbol{I_w}$ le moment d'inertie de la travée de gauche

$\boldsymbol{I_e}$ le moment d'inertie de la travée de droite

Le rapport $\alpha = \frac{l'_e.I_w}{l'_w.I_e}$



$$M_B = \frac{q_w.l_w'^2 + \alpha.q_e.l_e'^2}{8{,}5(1+\alpha)} + \frac{\sum k_{wi}.P_{wi}.l'_{wi}}{1+\alpha} + \frac{\alpha\sum k_{ei}.P_{ei}.l'_{ei}}{1+\alpha}$$

$$k_{wi} = \frac{1}{2\,125}, \frac{a_{wi}}{l'_w}\left[1-\frac{a_{wi}}{l'_w}\right], \left[2-\frac{a_{wi}}{l'_w}\right]$$

$$k_{ei} = \frac{1}{2\,125}, \frac{a_{ei}}{l'_e}\left[1-\frac{a_{ei}}{l'_e}\right], \left[2-\frac{a_{ei}}{l'_e}\right]$$

Cas particulier :

Pour une poutre à section constante et une charge uniformément répartie et sans charges concentrées :

P_{wi} et P_{ei} sont nulles et $I_w = I_e$ donc $\propto = \frac{l'_e}{l'_w}$

D'où $M_B = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8\,5(l'_w + l'_e)}$

Moments en travée :

$$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

ANNEXE 02

Calcul des armatures en flexion simple et composée

Flexion composé

1-Etat limite ultime

a- $e_1 = {M_u}/{N_u}$ |

b- $e_2 = \frac{3.l_f{}^2.(2+\alpha\cdot\Phi)}{10^4\cdot h}$

Où h = hauteur totale de la section dans la direction du flambement

$\Phi = \frac{\text{def dues au fluage}}{\text{def.inst.du béton}}$; En général pour le Béton : $\Phi = 2$

$\alpha = \frac{M_{perm}}{Mu} = \frac{Mu_G}{Mu}$

c- $e_a = Max\left[\frac{l_0}{250}\ et\ 2\ cm\right]$

Tout en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\frac{l_f}{h} \leq Max\left[15 \text{ et } \frac{20.\,e_1}{h}\right]$$

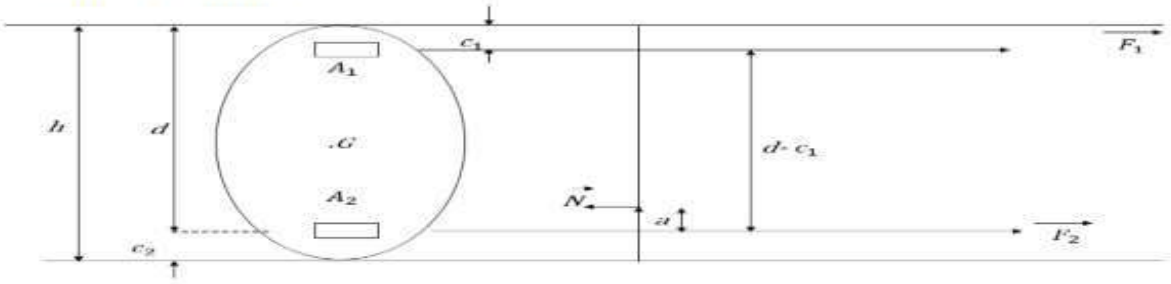
$$M_G = N_u.(e_1 + e_2 + e_a)$$

Ce moment M_G est rapporté au centre de gravité G du béton seul.

Ce système (N_u ; M_G) peut être remplacé par un effort normal unique N_u appliqué au centre de pression C Tel que : $GC = \frac{M_G}{N_u}$

1-1. Section Entièrement Tendue (S.E.T) : Une section est entièrement tendue si :

- L'effort normal N est un effort de traction et si le centre de pression C se trouve entre les armatures.



$$A_1 = \frac{N.a}{\sigma_s(d - c_1)} \qquad A_2 = \frac{N}{\sigma_s} - A_1$$

$$a = \frac{h}{2} - c_2 + GC$$

1-2. Section Partiellement comprimée (S.P.C) : Une section est partiellement comprimée :

- Si le centre de pression C se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures quel que soit la nature de l'effort normal N compression ou traction
- Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

– Pour une section rectangulaire : $N(d-c') - M_1 \leq \left(0{,}337 - 0.81\,\frac{c'}{h}\right).b.h^2.\overline{\sigma_b}$

– Pour une section en T : $N_r(d-c') - M_r \leq \left(0.337 - 0.81\,\frac{c'}{h}\right)b_0.h^2.\overline{\sigma_b}$

Avec : $N_r = N - (b-b_0)h_0.\overline{\sigma_b}$ $\qquad M_r = M_1 - (b-b_0)h_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right).\overline{\sigma_b}$

M_1= moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures Quelque soit la section de béton :

$M_1 = Nu\ .e$ avec $e = \frac{h}{2} - c + GC$

A'_1 et A_1 sont déterminées en flexion simple, avec : Mu = M1

Puis en calcul A et A' en flexion composé : $A'=A'_1$ Et $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

De la même façon si N est un effort de traction, on aura :

$A'=A'_1$ Et $A=A_1 + \frac{N}{\sigma_s}$

Calcul de A'_1 et A_1 en Flexion simple

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b}$$

- Si $\mu < \mu_l \Rightarrow A_1' = 0$; Et $A_1 = \frac{M_1}{\beta_s \times d \times \sigma_s}$

(Tableau : $\mu \Rightarrow \varepsilon_s ; \beta_s$)

$\sigma_s = fe/\gamma_s$ si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_l$ et $\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$ si $\varepsilon_s < \varepsilon_l$

- Si $\mu \geq \mu_l \Rightarrow A_1' \neq 0$;

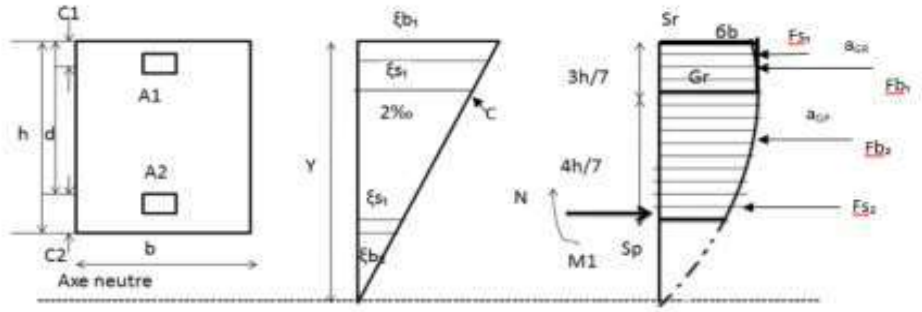
$$A_1 = \frac{M_1 + 0{,}8 \times \bar{\sigma}_b \times b \times y_l \times (0{,}4 \times y_l - c')}{(d-c) \times \bar{\sigma}_s}$$

$$A'_1 = \frac{A \times \bar{\sigma}_s - 0{,}8 \times \bar{\sigma}_b \times b \times y_l}{\sigma'_s}$$

$\sigma_s' = \bar{\sigma}_s$ si $\varepsilon'_s \geq \varepsilon_l$ et $\sigma_s' = E_s \times \varepsilon_s$ si $\varepsilon'_s < \varepsilon_l$

$$\varepsilon'_s = \frac{3{,}5}{y_l} \times (y_l - c')$$

1-3. Section Entièrement comprimée (S.E.C)



Remarque :

Pour la section entièrement comprimée le domaine est : $h \leq y \leq \propto$; ce qui correspondra à : $0{,}8095 \leq \psi \leq 1$

Si : $\Psi = 1 \Rightarrow$

$$N.(d-c1) - M1 \geq (0{,}5.h - c1).b.h.\bar{\sigma}_b$$

$$A1 = \frac{M1 - (\overline{d} - 0{,}5.h).b.h.\bar{\sigma}_b}{\sigma_2.(d-c1)}$$

$$A2 = \frac{N - b.h.\bar{\sigma}_b}{\sigma_2} - A1 \qquad \boldsymbol{\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Dans le cas contraire : $\Psi < 1 \Rightarrow$

$$N.(d-c1) - M1 \leq (0{,}5.h - c1).b.h.\bar{\sigma}_b$$

$$A1 = \frac{N - \psi.b.h.\bar{\sigma}_b}{\sigma_{s1}} \quad \text{et} \quad A2 = 0$$

Avec :

$$h \leq y < \infty \Rightarrow 0.8095 \leq \psi < 1 \qquad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N.(d-c1) - M1}{b.h^2.\bar{\sigma}_b}}{0.8571 - \frac{c1}{h}}$$

$$1000\varepsilon_{s1} = 2 + \left(3{,}437 - 8{,}019 \times \frac{c1}{h}\right)\sqrt{1-\psi}$$

-si $1000\,\xi s_1 < 1000\xi\ell$ $\sigma s_1 = Es.\sigma_{s1} = 200000.\xi s_1 = 200(1000\xi s_1)$.

-si $1000\,\xi s_1 \geq 1000\xi\ell$ $\sigma_{s1} = \bar{\sigma}_s = fe/\gamma_s$

2 Vérification des contraintes a l'etat limite d service

2.1 Section Entièrement Tendue (S.E.T)

La Section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression se Trouve entre les armatures

On doit vérifier : $\sigma_{s1} \leq \overline{\sigma_s}$ et $\sigma_{s2} \leq \overline{\sigma_s}$

$$\boldsymbol{\sigma_{s1} = \frac{N_{ser}.a}{A_1.(d-c1)}} \qquad \boldsymbol{\sigma_{s2} = \frac{N_{ser}.(d-c_1-a)}{A_2.(d-c1)}}$$

$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2fe}{3}, 110\sqrt{1{,}6\,.f_{t28}}\right]$ Dans le cas de Fissuration P

$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{fe}{2}, 90\sqrt{1{,}6\,.f_{t28}}\right]$ Dans le cas de Fissuration TP

4.2.2 section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est partiellement comprimée si :

- L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression se trouve en dehors de la zone comprisse
- L'effort normal est un effort de compression et : $\frac{M_{G'}}{N_{ser}} > \frac{I_{G'}}{B_0.\gamma_2}$

Où y1= distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée de béton (toujours positive)

y2= distance entre le centre de pression C et l'axe neutre

C = distance entre le centre de pression C et la fibre la plus comprimée de béton

Pour les trois cas, nous avons : $y1 = y2 + C$ D'où $y2 = y1 + C$

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0$$

Une équation de troisième dégrée en y_2 à résoudre avec

$$p = -3.c^2 - \frac{90.A'}{b}.(c-c') + \frac{90.A}{b}.(d-c)$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b}.(c-c')^2 - \frac{90.A}{b}.(d-c)^2$$

La solution y_2 doit être conforme avec la condition

$$0 < y_1 = y_2 + c < d$$

Une fois la portion de l'axe neutre y_1 déterminée, on vérifier :

$$\boldsymbol{\sigma_b = k.y_1 \leq \overline{\sigma_b}}$$

$$\boldsymbol{\sigma'_s = 15.k.(y_1 - c') \leq \overline{\sigma_s}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_s = 15.k.(d - y_1) \leq \overline{\sigma_s}}$$

Avec $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

Et $\boldsymbol{S_{G'} = \frac{b.y_1^2}{2} + 15.A'.(y_1 - c') - 15.A.(d - y_1)}$

3. section entièrement comprimée S.E.C

Dans le cas de la section entièrement compressée et ayant une section homogénéisée de béton on pourra appliquer les formules donnée par la résistance des matériaux (R.D.M), On vérifié

$$\boxed{\sigma_{b1} \leq \overline{\sigma_b} \qquad \sigma_{s1} \leq \overline{\sigma_s}}$$

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{G'} \cdot \gamma_1}{I_{G'}}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{G'} \cdot \gamma_2}{I_{G'}}$$

$$\sigma_{s1} = 15\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{G'} \cdot (\gamma_1 - c1)}{I_{G'}}\right]$$

$$\sigma_{s1} = 15\left[\frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{G'} \cdot (\gamma_2 - c2)}{I_{G'}}\right]$$

G'=centre de gravité de la section homogénéise de béton.

Nser =effort normal de compression à E.L.S

MG'=moment à l'Elysée par rapport au CDG. C'est

B0=aire de la section homogénéisée de béton

IG'–moment d'inertie de la section homogénéisée de béton par rapport à L'axe x passant par G'

γ_1=distance entre C'est et la fibre la plus comprimé de béton

γ_2=h-γ_1 distance entre C'est et la fibre la moins comprimé de béton

Condition pour que la section soit entièrement comprimés

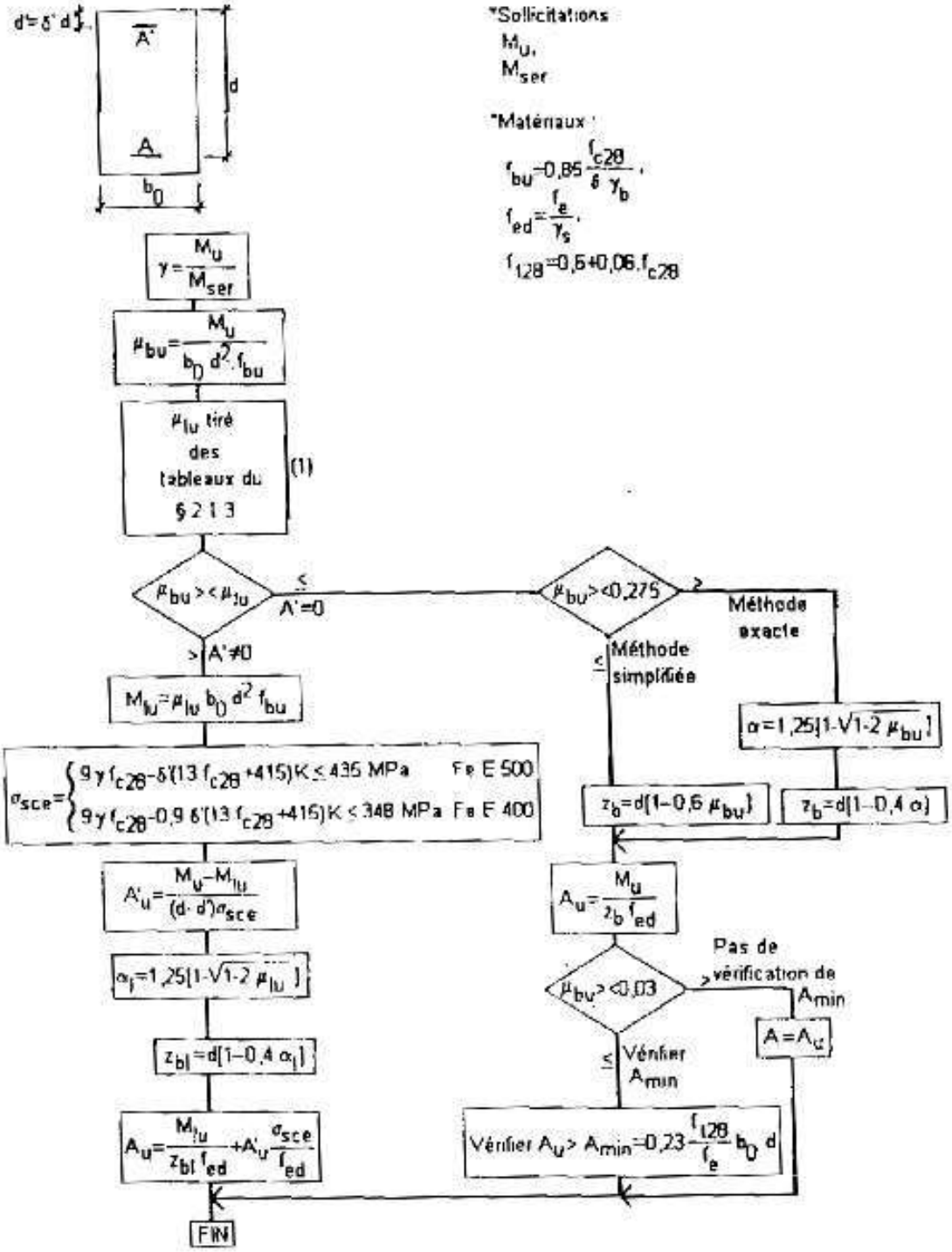
Il suffit de vérifier que $\sigma_{b2} \geq 0$ $\Rightarrow \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{G'} \cdot \gamma_2}{I_{G'}} \geq 0$

$$\Rightarrow \frac{M_{G'}}{N_{ser}} \leq \frac{I_{G'}}{B_0 \times \gamma_2}$$

2.1 Section Entièrement Tendue (S.E.T)

$$\boxed{A_1 = \frac{N_{ser} \cdot a}{\overline{\sigma_s}\,(d - c1)}} \qquad \boxed{A_2 = \frac{N_{ser} \cdot (d - c_1 - a)}{\overline{\sigma_s}\,(d - c1)}}$$

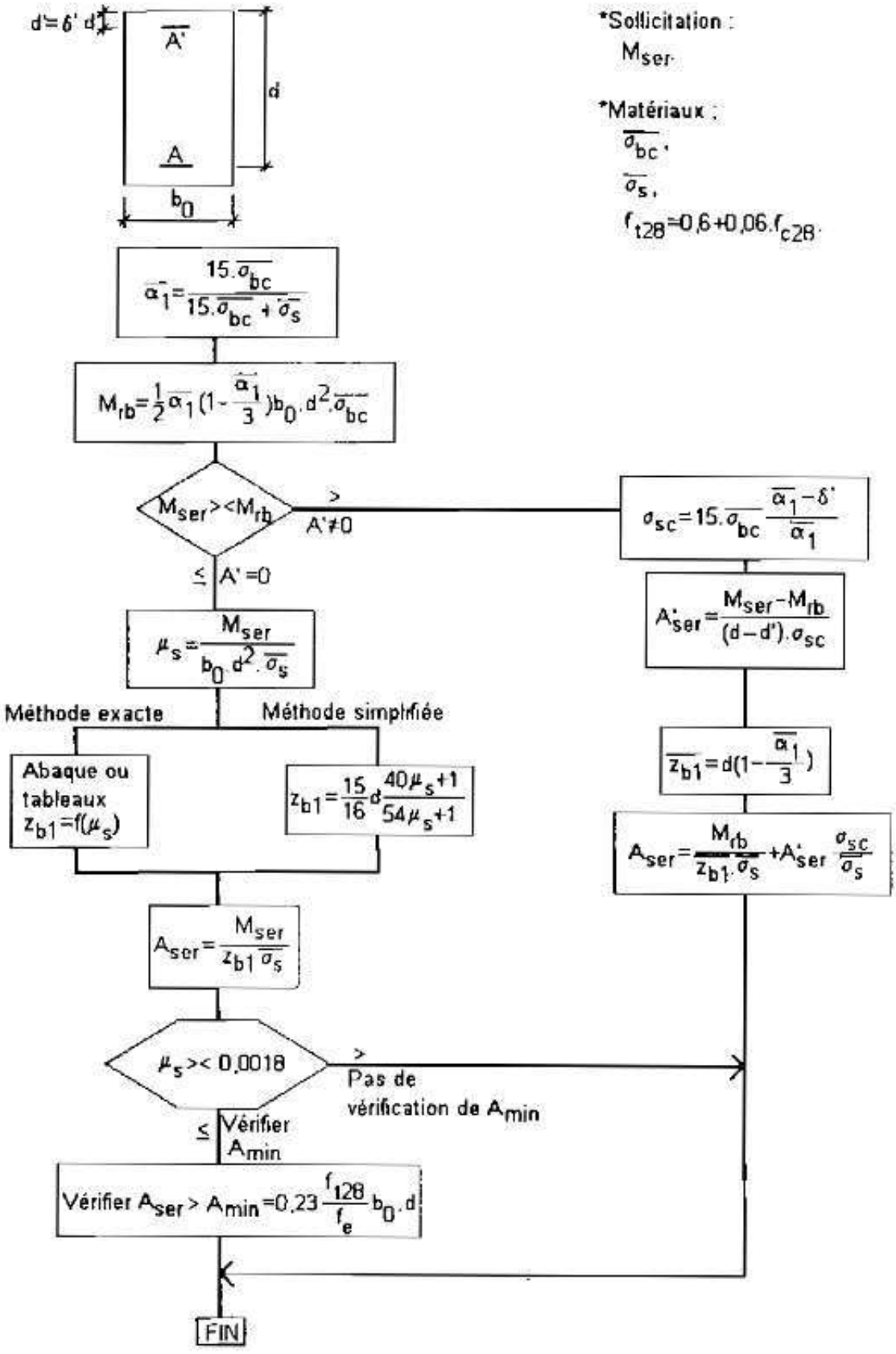
8.1. SECTION RECTANGULAIRE – DIMENSIONNEMENT À L'E.L.U.



(1) ou si $f_{c28} \leq 30$ MPa

$$10^4 \mu_{lu} = \begin{cases} 3\,220.\theta\gamma + 51\,\dfrac{f_{c28}}{\theta} - 3\,100 & \text{Fe E 500} \\ 3\,440\,\theta\gamma + 49\,\dfrac{f_{c28}}{\theta} - 3\,050 & \text{Fe E 400} \end{cases}$$

8.3. SECTION RECTANGULAIRE – DIMENSIONNEMENT À L'E.L.S.



ANNEXE 03

Tableaux techniques relatifs au béton armé

Départ. G.C. — C.U de Médéa.

nom: ..... Poids et Sections des barres en fonction du diamètre. prénoms: .....

Diam. Ø (mm)	Masse linéique (kg/ml)	Sections en cm² pour un nombre de barres compris entre 1 et 10.									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.154	0.19	0.39	0.59	0.78	0.98	1.17	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.82
8	0.395	0.50	1.00	1.50	2.01	2.31	3.01	3.51	4.01	4.52	5.02
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.06	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.15	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.99	25.13	28.27	31.41
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.17	40.21	48.25	58.29	64.34	72.38	80.42
40	9.865	12.56	25.13	37.70	50.26	61.83	75.39	87.96	100.53	113.09	125.65



Tableau 5 : Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées.

Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T,

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

diagramme rectangulaire. Valeurs de α, β et 1000 ϵ_s en fonction de μ

voir deuxième partie, chapitre II, section II.

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,212	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,733	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044

Valeurs de f_e et de 1000 ε_l, α_l, μ_l, β_l pour $\gamma_s = 1,15$ — $\gamma_s = 1,15$

	Nuance	f_e (MPa)	1000 ε_l	α_l	μ_l	β_l	σ_s (MPa)
Ronds lisses	FeE 215	215	0,935	0,789	0,432	0,682	$\mu \leq 0,432$ $\sigma_s = 187$ $\mu > 0,432$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	FeE 235	235	1,022	0,774	0,427	0,690	$\mu \leq 0,427$ $\sigma_s = 204$ $\mu > 0,427$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Barres HA	Fe E 400	400	1,739	0,668	0,392	0,733	$\mu \leq 0,392$ $\sigma_s = 348$ $\mu > 0,392$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe E 500	500	2,174	0,617	0,372	0,753	$\mu \leq 0,372$ $\sigma_s = 435$ $\mu > 0,372$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Fils HA	Fe TE 400	400	1,739	0,668	0,392	0,733	$\mu \leq 0,392$ $\sigma_s = 348$ $\mu > 0,392$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe TE 500	500	2,174	0,617	0,372	0,753	$\mu \leq 0,372$ $\sigma_s = 435$ $\mu > 0,372$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Treillis soudés et lisses	TLE 520 ($\phi \leq 6$)	520	2,261	0,607	0,368	0,757	$\mu \leq 0,368$ $\sigma_s = 452$ $\mu > 0,368$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	TLE 500 ($\phi > 6$)	500	2,174	0,617	0,372	0,753	$\mu \leq 0,372$ $\sigma_s = 435$ $\mu > 0,372$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$

Valeurs de f_e et de 1000 ε_l, α_l, μ_l, β_l pour $\gamma_s = 1$ — $\gamma_s = 1$

	Nuance	f_e (MPa)	1000 ε_l	α_l	μ_l	β_l	σ_s (MPa)
Ronds lisses	Fe E 215	215	1,075	0,765	0,425	0,694	$\mu \leq 0,425$ $\sigma_s = 215$ $\mu > 0,425$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe E 235	235	1,175	0,749	0,420	0,700	$\mu \leq 0,420$ $\sigma_s = 235$ $\mu > 0,420$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Barres HA	Fe E 400	400	2,000	0,636	0,379	0,745	$\mu \leq 0,379$ $\sigma_s = 400$ $\mu > 0,379$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe E 500	500	2,500	0,583	0,358	0,767	$\mu \leq 0,358$ $\sigma_s = 500$ $\mu > 0,358$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Fils HA	Fe TE 400	400	2,000	0,636	0,379	0,745	$\mu \leq 0,379$ $\sigma_s = 400$ $\mu > 0,379$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
	Fe TE 500	500	2,500	0,583	0,358	0,767	$\mu \leq 0,358$ $\sigma_s = 500$ $\mu > 0,358$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
Treillis soudés en fils	TLE 520 ($\phi \leq 6$)	520	2,600	0,574	0,354	0,770	$\mu \leq 0,354$ $\sigma_s = 520$ $\mu > 0,354$ $\sigma_s = 200\ (1000\ \varepsilon_s)$
							$\mu \leq 0,358$ $\sigma_s = 500$

Valeurs de β_1 , K et ρ_1 en fonction de μ_1

μ_1	β_1	K	ρ_1	μ_1	β_1	K	ρ_1	μ_1	β_1	K	ρ_1
0.5222	0.680	1.600	76.80	0.0394	0.770	0.148	5.12	0.0087	0.860	0.048	1.01
0.4498	0.682	1.382	65.95	0.0381	0.772	0.144	4.93	0.0084	0.862	0.047	0.96
0.3940	0.684	1.215	57.61	0.0368	0.774	0.140	4.76	0.0081	0.864	0.046	0.94
0.3498	0.686	1.082	51.00	0.0356	0.776	0.137	4.59	0.0078	0.866	0.045	0.90
0.3139	0.688	0.975	45.63	0.0344	0.778	0.133	4.43	0.0075	0.868	0.044	0.87
0.2842	0.690	0.886	41.19	0.0333	0.780	0.129	4.24	0.0072	0.870	0.043	0.83
0.2591	0.692	0.812	37.45	0.0322	0.782	0.126	4.12	0.0070	0.872	0.042	0.80
0.2377	0.694	0.746	34.26	0.0312	0.784	0.123	3.98	0.0067	0.874	0.041	0.76
0.2193	0.696	0.691	31.51	0.0302	0.786	0.120	3.84	0.0064	0.876	0.039	0.73
0.2032	0.698	0.642	29.11	0.0292	0.788	0.117	3.70	0.0061	0.878	0.038	0.70
0.1890	0.700	0.600	27.00	0.0282	0.790	0.114	3.58	0.0059	0.880	0.037	0.67
0.1764	0.702	0.562	25.13	0.0273	0.792	0.111	3.45	0.0057	0.882	0.037	0.65
0.1652	0.704	0.528	23.47	0.0265	0.794	0.108	3.33	0.0055	0.884	0.036	0.62
0.1551	0.706	0.498	21.96	0.0256	0.796	0.105	3.22	0.0052	0.886	0.035	0.59
0.1460	0.708	0.472	20.63	0.0248	0.798	0.103	3.11	0.0050	0.888	0.034	0.57
0.1378	0.710	0.446	19.41	0.0240	0.800	0.100	3.00	0.0048	0.890	0.033	0.54
0.1303	0.712	0.423	18.30	0.0232	0.802	0.097	2.90	0.0046	0.892	0.032	0.52
0.1233	0.714	0.403	17.28	0.0225	0.804	0.095	2.80	0.0044	0.894	0.031	0.49
0.1170	0.716	0.384	16.35	0.0218	0.806	0.093	2.70	0.0042	0.896	0.030	0.47
0.1112	0.718	0.366	15.49	0.0211	0.808	0.091	2.61	0.0040	0.898	0.029	0.45
0.1058	0.720	0.350	14.70	0.0204	0.810	0.088	2.52	0.0038	0.900	0.029	0.43
0.1008	0.722	0.335	13.97	0.0196	0.812	0.086	2.43	0.0034	0.905	0.027	0.38
0.0962	0.724	0.321	13.29	0.0191	0.814	0.084	2.35	0.0030	0.910	0.025	0.33
0.0919	0.726	0.308	12.65	0.0185	0.816	0.082	2.27	0.0026	0.915	0.023	0.29
0.0878	0.728	0.296	12.06	0.0179	0.818	0.080	2.19	0.0023	0.920	0.021	0.25
0.0840	0.730	0.284	11.51	0.0173	0.820	0.078	2.11	0.0020	0.925	0.019	0.22
0.0805	0.732	0.273	10.99	0.0168	0.822	0.076	2.04	0.0017	0.930	0.018	0.19
0.0771	0.734	0.263	10.51	0.0162	0.824	0.075	1.96	0.0015	0.935	0.016	0.16
0.0740	0.736	0.254	10.05	0.0157	0.826	0.073	1.90	0.0012	0.940	0.015	0.13
0.0710	0.738	0.245	9.62	0.0152	0.828	0.071	1.83	0.0010	0.945	0.013	0.11
0.0682	0.740	0.236	9.22	0.0147	0.830	0.069	1.70	0.0008	0.950	0.012	0.09
0.0656	0.742	0.228	8.84	0.0142	0.832	0.068	1.71	0.0007	0.955	0.010	0.07
0.0630	0.744	0.221	8.47	0.0137	0.834	0.066	1.65	0.0005	0.960	0.009	0.05
0.0606	0.746	0.214	8.13	0.0133	0.836	0.065	1.59	0.0004	0.965	0.008	0.04
0.0584	0.748	0.207	7.81	0.0128	0.838	0.063	1.53	0.0003	0.970	0.007	0.03
0.0562	0.750	0.200	7.50	0.0124	0.840	0.062	1.48	0.0002	0.975	0.005	0.02
0.0542	0.752	0.194	7.21	0.0120	0.842	0.060	1.42	0.0001	0.980	0.004	0.01
0.0522	0.754	0.188	6.93	0.0116	0.844	0.059	1.37	0.0000	0.990	0.002	0.00
0.0504	0.756	0.182	6.66	0.0112	0.846	0.057	1.32				
0.0486	0.758	0.177	6.41	0.0108	0.848	0.056	1.27				
0.0469	0.760	0.171	6.17	0.0104	0.850	0.055	1.23				
0.0453	0.762	0.166	5.94	0.0101	0.852	0.053	1.18				
0.0437	0.764	0.161	5.72	0.0097	0.854	0.052	1.14				
0.0422	0.766	0.157	5.51	0.0094	0.856	0.051	1.10				
0.0408	0.768	0.153	5.31	0.0090	0.858	0.049	1.05				

ANNEXE - D

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL DES FLECHES

On peut admettre que If est défini par la relation :

$$If = 1.1 \frac{Io}{1 + \lambda\mu}$$

Dans laquelle les coefficients X et p. sont égaux à :

$$\lambda = \lambda i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{(2 + 3\,\frac{b_o}{b})\,\rho}$$

Pour les déformations instantanées

$$\lambda = \lambda v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2 + 3\,\frac{b_o}{b})\,\rho} = \frac{2}{5}\,\lambda i$$

Pour les déformations de longue durée.

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\,\rho\sigma s + f_{t28}}$$

Si la valeur de μ. résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

Io - désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec n = 15;

f_{t28} - la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa (ou N/rnm^2);

σs - la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ - le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure; $\rho = \frac{A}{bod}$

bo - la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures $\frac{1}{ri}$ et $\frac{1}{rv}$ sont évaluées en prenant en compte

Respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i, et à λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et E_v = 1/3 Ei (articles A.2.1.2.1. et A.2.1.2.2.).

$$\frac{1}{ri} = \frac{M}{EiIfi} \text{ et } \frac{1}{rv} = \frac{M}{E_vIf_v}$$

M étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches fi et fv sont égales à

$$fi = \frac{MI^2}{10\ Ei\ Ifi} \text{ et } fv = \frac{MI^2}{1O\ Ev\ Ifv}$$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée. Dans tous les cas, I désigne la portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée et M le moment fléchissant maximal produit dans cette travée par le cas de charge envisagé. Ce moment ne doit pas être inférieur aux valeurs données par application de la méthode forfaitaire (annexe E).

Pour les consoles à défaut de justifications plus précises, on peut également admettre que les flèches f_i et f_v de l'extrémité de la console correspondant aux déformations instantanées et de longue durée, ont respectivement pour valeurs :

$$fi = \frac{MI^2}{4\ Ei\ Ifi} \text{ et } fv = \frac{MI^2}{4\ Ev\ Ifv}$$

Il convient d'ajouter à ces valeurs le déplacement résultant de la rotation de la section d'encastrement, si cette rotation ne peut être considérée comme négligeable.

B- Sondages lithologiques :

Deux (02) sondages ont été effectués à l'enceinte du projet pour définir la nature géotechnique des différentes formations du sol avec récupération d'échantillons intacts pour des tests au laboratoire géotechnique.

Sondage SC 01 :

0.00 m ——— 1.00 m: Remblais.
1.00 m ——— 3.00 m: Sables limoneux rougeâtres à inclusions graveleuses.
3.00 m ——— 15.00 m: Formation tufeuse molassique indurée jaunâtre.

Sondage SC 02 :

0.00 m ——— 0.40 m: Terre végétale.
0.40 m ——— 2.50 m: Sables limoneux rougeâtres à inclusions graveleuses.
2.50 m ——— 15.00 m: Formation tufeuse molassique indurée jaunâtre.

2- ESSAIS DE LABORATOIRE :

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.
Les échantillons prélevés ont subi des essais physiques et mécaniques au laboratoire.
Les mesures des paramètres physiques permettent une identification globale du sol en place.
Les valeurs de densité caractérisant le poids do sol par unité de volume donnent une idée sur la consistance du sol ou la compacité du matériau constituant le sol.
La teneur en eau naturelle exprime le pourcentage des vides intergranulaires occupés par l'eau de saturation.

- Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche:

Sondage	Ech	Profondeur	Teneur en eau (W%)	Densité humide (δd)	Densité sèche (δs)
SC 01	E1	3.00 m	8.11 %	1.82 g/cm³	1.68 g/cm³
	E2	6.00 m	8.28 %	1.92 g/cm³	1.77 g/cm³
	E3	9.00 m	7.69 %	1.95 g/cm³	1.81 g/cm³
SC 02	E1	3.00 m	7.81 %	1.90 g/cm³	1.76 g/cm³
	E2	6.00 m	8.32 %	1.96 g/cm³	1.80 g/cm³
	E3	9.00 m	8.22 %	1.99 g/cm³	1.83 g/cm³

Les résultats obtenus indiquent un sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité.

Scanné avec CamScanner

B- Sondages lithologiques :

Deux (02) sondages ont été effectués à l'enceinte du projet pour définir la nature géotechnique des différentes formations du sol avec récupération d'échantillons intacts pour des tests au laboratoire géotechnique.

Sondage SC 01 :

0.00 m —— 1.00 m: Remblais.
1.00 m —— 3.00 m: Sables limoneux rougeâtres à inclusions graveleuses.
3.00 m —— 15.00 m: Formation tufeuse molassique indurée jaunâtre.

Sondage SC 02 :

0.00 m —— 0.40 m: Terre végétale.
0.40 m —— 2.50 m: Sables limoneux rougeâtres à inclusions graveleuses.
2.50 m —— 15.00 m: Formation tufeuse molassique indurée jaunâtre.

2- ESSAIS DE LABORATOIRE :

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.
Les échantillons prélevés ont subi des essais physiques et mécaniques au laboratoire.
Les mesures des paramètres physiques permettent une identification globale du sol en place.
Les valeurs de densité caractérisant le poids do sol par unité de volume donnent une idée sur la consistance du sol ou la compacité du matériau constituant le sol.
La teneur en eau naturelle exprime le pourcentage des vides intergranulaires occupés par l'eau de saturation.

- Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche:

Sondage	Ech	Profondeur	Teneur en eau (W%)	Densité humide (δd)	Densité sèche (δs)
SC 01	E1	3.00 m	8.11 %	1.82 g/cm³	1.68 g/cm³
	E2	6.00 m	8.28 %	1.92 g/cm³	1.77 g/cm³
	E3	9.00 m	7.69 %	1.95 g/cm³	1.81 g/cm³
SC 02	E1	3.00 m	7.81 %	1.90 g/cm³	1.76 g/cm³
	E2	6.00 m	8.32 %	1.96 g/cm³	1.80 g/cm³
	E3	9.00 m	8.22 %	1.99 g/cm³	1.83 g/cm³

Les résultats obtenus indiquent un sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité.

Scanné avec CamScanner

- *Détermination des limites d'Atterberg:*

Les essais d'Atterberg peuvent quantifier la plasticité du sol par la mesure des limites de liquidité et les indices de plasticité.

Sondage	Ech	Profondeur	Limite de liquidité (WL)	Limite de plasticité (WP)	Indice de plasticité (IP)
SC 01	E1	3.00 m	19%	10%	09
SC 02	E2	6.00 m	18%	10%	08

Il s'agit d'un sol très peu plastique.

- *Oedomètre:*

L'essai Oedomètre est destiné à l'étude de la consolidation et la compressibilité des sols argileux en fonction de la contrainte verticale, il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains.

Pour la compressibilité, la formule utilisée est la suivante :

$$Cc = -\frac{\Delta c}{\log(p)}$$

Cc- étant le coefficient de la compressibilité

Les essais de compressibilité à la cellule oedométrique caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation verticale sous l'action des charges axiales.
La courbe oedométrique est représentée par deux branches :

- *Branche de chargement qui caractérise la réduction des indices de vide.*
- *Branche de déchargement qui visualise la reprise des vides lors de la décharge des poids.*

Une construction géotechnique permet de déterminer les paramètres oedomitriques

Pc : Pression de consolidation
Cc : Coefficient compressibilité
Cg : coefficient gonflement

Sondage	Ech	Prof	Pression de consolidation (Pc)	Coefficient de compressibilité (Cc)	Coefficient de gonflement (cg)
SC 01	E1	3.00 m	0.634 bars	0.060	0.009
SC 02	E2	6.00 m	0.589 bars	0.048	0.009

Il s'agit d'un sol très peu compressible et peu gonflant.

Scanné avec CamScanner

- *Calcul de tassement :*

Le tassement Δhi d'une couche de hauteur hi en fonction des indices des vides a l'état initial e_{0i} et finale e_{1i} sera calculer d'après la relation suivantes :

$$\Delta hi = \frac{e_0 i - e_1 i}{1 + e_0 i} \times hi$$

e_0 : *indice des vides initial.*

e_1 : *indice des vides final.*

hi : épaisseur de la couche tassante.

Et le tassement total sera :

$$\Delta H = \sum \Delta hi$$

Le tassement total est de l'ordre de 1.40 cm.

- *Cisaillement :*

Les essais de cisaillement rectiligne caractérisent le sol vis-à-vis du comportement d'un glissement do sol suivent un plan de rupture.
L'angle de frottement φ donne une idée sur le frottement interne du sol d'un compartiment mobile à une vitesse constante par rapport à un compartiment fixe.
La cohésion C est la résultante des forces de liaison intergranulaire.

Sondage	Ech	Prof	Cohesion (c)	Angle de frottement	Termes de portance		
					N	Nq	Nc
SC 01	E1	3.00 m	0.50 bars	26°	12.0	11.8	22.2
SC 02	E2	6.00 m	0.40 bars	25°	10.4	10.7	20.7

Il s'agit d'un sol de moyenne cohésion.

Scanné avec CamScanner

3- ANALYSE CHIMIQUE :

Sondage	Ech.	Prof.	pH	Sulfates $SO4_4^{-2}$ mg/Kg	Carbonates
SC 01	E1	3.00 m	7.92	320	32%
	E2	6.00 m	7.98	245	35%
	E3	9.00 m	8.05	192	38%
SC 02	E1	3.00 m	7.95	269	36%
	E2	6.00 m	8.02	223	39%
	E3	9.00 m	8.11	188	41%

a- Interprétations :

- *Le pH est proche de la neutralité.*
- *Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est faible,* ***(le site classé XA1) Selon la norme NA 16002.***
- *Le taux de carbonates est moyen.*

b- Agressivité vis-à-vis au béton :

Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est faible par rapport au béton.

III- CONCLUSION GEOTECHNIQUE :

A- Nature de la couche de fondation :

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature ***tufeuse molassique indurée jaunâtre.***

Le sol est de faible humidité, de moyenne à forte compacité, de moyenne cohésion, très peu compressible et peu gonflant.

- CALCUL DE PORTANCE :

L'estimation de la contrainte à partir des données de laboratoire :

$C = 0.50$ bar
$\varphi = 26°$
$\gamma d = 1.82$ t/m³

Pour une fondation ancrée à 2.00 m et ayant une largeur de 1.50 m.

$D = 2.00$ m
$B = 1.50$ m

Scanné avec CamScanner

La relation de terzaghi :

$$\sigma_{lim} = [CNc + Nq.\gamma D + 0{,}5B\gamma N\gamma]$$

Pour $\varphi = 26°$
$N\gamma = 12.0$
$Nq = 11.8$
$Nc = 22.2$

$$\varphi_{lim} = 5 \times 22.2 + 11.8 \times 1.82 \times 2.00 + 0.50 \times 1.50 \times 1.82 \times 12.0$$

$$\varphi_{lim} = 111.00 + 42.96 + 16.38$$

$$\varphi_{lim} = 170.34\ t/m^2$$

$$\varphi_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{K} = 42.59\ t/m^2 = 4.25 bars$$

$$\varphi_{adm} = \mathbf{4.25\ bars}$$

B- Fondation des ouvrages :

Le tableau suivant résume les résistances minimales à la pénétration, le taux de travail admissible ainsi que retenus et la profondeur d'ancrage pour le projet.

Désignation	Rp. minimale	Taux de travail admissible	Taux de travail retenu	Profondeur d'ancrage
01	80 bars	3.20 bars	2.50 bars	**2.00 m/Niveau bas de terrassement**

C- Type de Fondation :

Compte tenu de la nature du sol et les résultats obtenus ainsi que la topographie du terrain nous vous suggérons :

- Des fondations superficielles de type semelles filantes ancrées de 2.00m de profondeur dans le sol par rapport au niveau bas de terrassement.

Scanné avec CamScanner

IV- STABILITE DU SITE :

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte dans les sondages ainsi que les stations pénétrométriques.

V- CLASSIFICATION DU SITE :

Concernant la Classification du site : le site est classé selon les résultats à la résistance en compression simple S2 (terrain Ferme):

RÉSISTANCE À LA COMPRESSION SIMPLE

Projet : 26 Logements Haut Standing + Commerces + Parking et Services, N°72 Route d'El Harrach, Birkhasem – Alger.

Sondage : SC 01 profondeur : 3.00m Date d'essai : 26/05/2020

Caractéristiques de l'échantillon	Schéma après écrasement
Coté : .....cm Hauteur : 15.6 cm Diamètre : 7.80 cm Poids de l'éprouvette : 1903 g Section : 47.75 cm^2 Volume : 1000 cm^3 Densité : 1.90 t/m^3 Charge : 65 KN	

Résultat de la R.C.S : 7.5 MPa

Scanné avec CamScanner

Et selon RPA 99/VERSION 2003 la classification est comme suit :

- ***Résistance en compression simple :***

$$\overline{q_u} = \left(\frac{h_c}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{q_{ui}} \right)_i} \right)$$

h_c épaisseur totale des couches de sols cohérents, argile et/ou marne.

q_{ui} résistance en compression simple à travers la couche (i) d'épaisseur h

Tableau 3.2 : Classification des sites

catégorie	Description	q_c (MPA) (e)	N (d)	p_l (MPA) (e)	E_p (MPA) (e)	q_u (MPA) (f)	V_s (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)	-	-	> 5	> 100 -	> 10	≥ 800
S2	Ferme	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥ 200 < 400
S4	Très meuble ou 3 m au moins d'argiles molle (b)	< 1.5	<10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

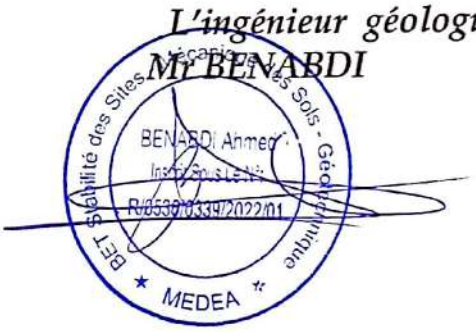
Scanné avec CamScanner

VI- RECOMMANDATION :

Afin d'éviter les dommages des travaux nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- *Eviter les travaux de terrassements pendant les saisons hivernales.*
- *La mise en place d'un système de blindage adéquat du talus parallèlement aux travaux de terrassements.*
- *Des fondations superficielles de type semelles filantes ancrées de 2.00m de profondeur dans le sol par rapport au niveau bas de terrassement.*
- *Un taux de travail retenu de 2.50 bar.*
- *La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.*
- *Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.*
- *Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.*
- *Procéder à un dallage périphérique autour des constructions.*
- *Et enfin faire appel à notre laboratoire pour plus d'informations.*

L'ingénieur géologue
Mr BENABDI



Scanné avec CamScanner





Vue sur terrain

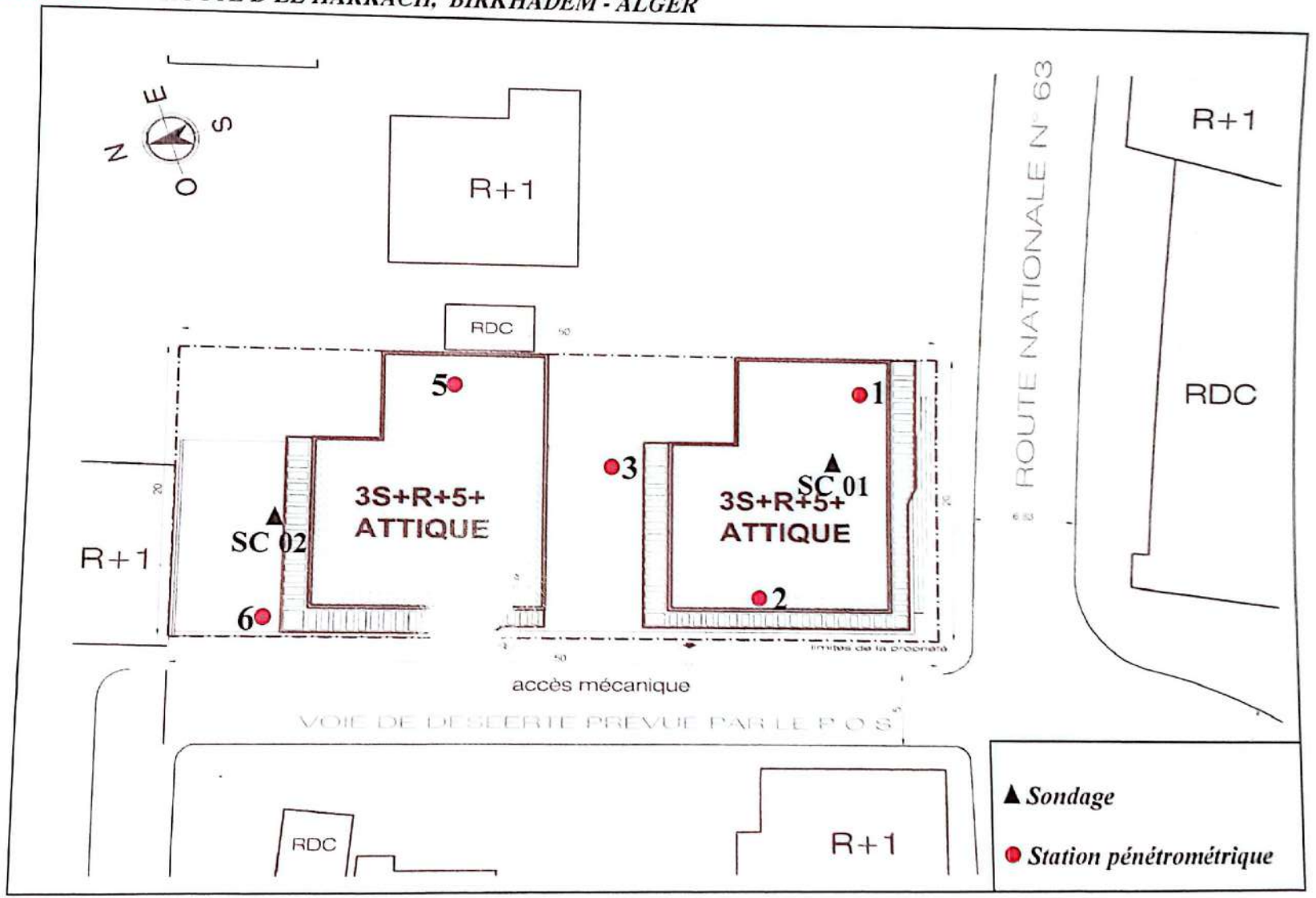




Scanné avec CamScanner

PLAN DE MASSE

Projet: ***26 LOGEMENTS HAUT STANDING + COMMERCES + PARKING ET SERVICES***
Chantier/Site: ***N°72 ROUTE D'EL HARRACH, BIRKHADEM - ALGER***



Scanné avec CamScanner