

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر

UNIVERSITÉ DESAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté des sciences et de la technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

## PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Structures

---

### Étude d'un bâtiment R+9 à usage multiple implanté à Saida

---

Présenté par :

MOUMENE MOSTAPHA BRAHIM

Soutenu le 24/ 06 / 2025, devant le jury composé de

Mlle.Daoudi N.

MCB

Présidente

Mme. Benguediab S.

Prof

Encadreur

Mr. Guerrroudj H.

MCB

Examineur

Année universitaire 2024/2025

# ***Dédicace***

*Je dédie ce travail à :*

*Ma famille, qui m'a toujours soutenu tout au long de mon parcours scolaire et universitaire .*

*Mes amis, qui m'ont apporté leur soutien, notamment mon ami Mokhtari Redhouan, qui m'a apporté un soutien et des conseils précieux .*

*Tous les professeurs qui m'ont accompagné tout au long de mon parcours scolaire, de l'école primaire à l'université.*

# Remerciements

*Au premier lieu, je tiens à remercier ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.*

*Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier mon encadrant Mme BENGUEUDIAB Soumia pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Je tiens également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont accordé en acceptant d'évaluer mon travail.*

*Que tous ceux ou celles qui m'ont apportés leur soutien et qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de ma vive et sincère reconnaissance, en particulier mes parents, ma famille et mes amis.*

*Merci à tous ...*

## ملخص

هذا العمل عبارة عن دراسة في الهندسة المدنية لمنشئ من الخرسانة المسلحة, ( طابق أرضي +تسعة طوابق علوية) , الواقعة في سعيقة , المصنفة ضمن المنطقة رقم 1 ذات نشاط زلزالي ضعيفحسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version2003).

الهدف من هذا الحساب هو تحديد، من جهة السلوك الثابت و الحركي لمنشئ بالنسبة للأحمال العمودية و الأفقية المطبقة, و من جهة تحديد مساحات التسليح للعناصر الأساسية و الثانوية عبر تطبيق قواعد حساب طبق

BAEL 91 معدل 99 RPA et DTR B.C.2.2, CBA, 99 نسخة. 2003.

إن مختلف النتائج الأساسية المحصل عليها تم ترجمتها إلى مخطط تنفيذ (قولبة, تسليح, قطع) من أجل سلاسة العمل في موقع البناء.

الكلمات المفتاحية: منشئ،خرسانة مسلحة, سلوك حركي، قواعد حساب، تسليح.

## Résumé

Le présent travail est une note de calcul en génie civil d'un bâtiment en béton armé « RDC + 9 étages » implanté à la wilaya de Saida, classée en zone I, de faible sismicité, selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.

L'objectif de ce calcul est de déterminer, d'une part, le comportement statique et dynamique du bâtiment vis-à-vis des charges verticales et horizontales, et d'autre part ; de calculer les sections de ferrailage des éléments structuraux et non structuraux par l'application des règlements de calcul en vigueur : BAEL 91 modifié 99, CBA, DTR B.C.2.2 et RPA 99 version 2003.

Les différents résultats obtenus sont traduits en plans d'exécution: plans de coffrage, de ferrailage et coupes, nécessaires pour le bon déroulement des travaux en chantier.

**Mots clés:** bâtiment, béton armé, comportement dynamique, règlements de calcul, ferrailage.

## **Abstract**

The present work is a study in civil engineering for a reinforced concrete structure, (ground floor + nine upper floors), located in Saida , classified within Zone I, with weak seismic activity, according to the Algerian anti-seismic rules (RPA99 version2003).

The objective of this calculation is to determine, on the one hand, the static and dynamic behavior of a constructor with respect to the applied vertical and horizontal loads, and on the one hand, the determination of the reinforcement areas for the primary and secondary elements through the application of the rules of calculation applied: BAEL 91 Standard 99, CBA, DTR B.C.2.2 and RPA 99 version 2003.

The various basic results obtained were translated into an implementation plan (molding, reinforcing, and cutting) for the smooth work of the construction site.

**Keywords:** structure, reinforced concrete, dynamic behavior, calculation rules, reinforcement.

# Sommaire

ملخص

Résumé

Abstract

Liste de notation

Introduction général .....1

## CHAPITRE I : Présentation l'ouvrage

I.1 Introduction : .....2

I.2 Présentation de l'ouvrage : .....2

I.3 Caractéristique géométrique : .....2

I.4 Caractéristique du site : .....2

I.5 Caractéristique structurales : .....2

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....4

I.6.1 Le béton : .....4

I.6.2 Acier : .....6

I.7 Sollicitation et Combinaison de calcul : .....7

I.8 Règlements et normes utilisés : .....8

I.9 Conclusion.....8

## CHAPITRE II :Pré-dimensionnement des élément

II.1 Introduction : .....9

II.2 Pré-dimensionnement Les planchers : .....9

II.2.1 Planchers à corps creux : .....9

II.2.2 Planches à dalles pleines : .....9

II.3 Pré-dimensionnement Les poutres : .....10

II.3.1 Les poutres principales : .....10

II.3.2 Les poutres secondaires : .....11

II.4 Evaluation des charges et des surcharges : .....12

II.4.1 Les charges permanentes : .....12

II.4.2 Les charges d'exploitation : .....13

|                                                                    |    |
|--------------------------------------------------------------------|----|
| II.5 Pré dimensionnement des poteaux :                             | 13 |
| II.5.1 Descente des charges :                                      | 13 |
| II.5.2 Le pré-dimensionnement :                                    | 15 |
| II.5.3 Exemple de calcul :                                         | 16 |
| II.5.4 Vérification des conditions du RPA V99/2003 :               | 19 |
| II.6 Pré-dimensionnement des voiles :                              | 20 |
| II.6.1 Voiles du contreventement :                                 | 20 |
| II.7.Conclusion.....                                               | 20 |
| Chapitre III : Etude des planchers                                 |    |
| III.1. Introduction :                                              | 21 |
| III.2. Plancher à corps creux:                                     | 21 |
| III.2.1. Etude du poutrelle[CBA93/B.6.2,20] :                      | 21 |
| III.2.2. Les différents types des poutrelles :                     | 21 |
| III.2.3. Etude de la dalle de compression .....                    | 43 |
| III.2.4. Schéma de ferrailage :                                    | 43 |
| III.3. Plancher en dalle pleine :                                  | 44 |
| III.3.1. Combinaisons fondamentales :                              | 44 |
| III.3.2. Détermination des sollicitations :(panneau de rive) ..... | 44 |
| III.3.3. Ferrailage de la dalle :                                  | 45 |
| III.3.4. Vérification à L'ELU :                                    | 47 |
| III.3.5. Vérification à L'ELS :                                    | 47 |
| III.3.6. Schéma de ferrailage :                                    | 49 |
| III.4. Conclusion .....                                            | 49 |
| Chapitre IV : Etude des éléments secondaires .....                 | 50 |
| IV.1. Introduction :                                               | 50 |
| IV.2. Etude de L'acrotère :                                        | 50 |
| IV.2.1 Evaluation des charges :                                    | 51 |
| IV.2.2Combinaisons des charges :                                   | 51 |
| IV.2.3 Calcul de l'excentricité :                                  | 52 |
| IV.2.4 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :      | 53 |
| IV.2.5 Calcul de ferrailage :                                      | 53 |
| IV.2.6 Vérification d'effort tranchant :                           | 54 |
| IV.2.7 Vérification de séisme :                                    | 54 |

|                                                 |    |
|-------------------------------------------------|----|
| IV.2.8 Schéma de ferrailage :                   | 55 |
| IV.3. Etude du balcon :                         | 55 |
| IV.3.1. Définition :                            | 55 |
| IV.3.2. Pré-dimensionnement :                   | 55 |
| IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges :  | 56 |
| IV.3.4. Détermination des sollicitations :      | 56 |
| IV.3.5. Ferrailage du Balcon :                  | 57 |
| IV.3.6. Vérification au cisaillement :          | 57 |
| IV.3.7. Vérification de la flèche:              | 57 |
| IV.3.8. Le contre poids :                       | 58 |
| IV.4. Etude d'escalier:                         | 58 |
| IV.4.1. Définition:                             | 58 |
| IV.4.2. Description:                            | 58 |
| IV.4.3. Pré dimensions des escaliers:           | 59 |
| IV.4.4. Descente des charges :                  | 60 |
| IV.4.5. Exemple de calcul :                     | 61 |
| IV.4.6. Calcul de ferrailage :                  | 63 |
| IV.4.7. Schéma de ferrailage :                  | 64 |
| IV.4.8. Vérification à L'ELU :                  | 65 |
| IV.4.9. Vérification à L'ELS :                  | 65 |
| IV.4.10. Etude de poutre palière :              | 66 |
| IV.4.11. Schéma de ferrailage :                 | 70 |
| IV.4.12. Vérification à L'ELU :                 | 70 |
| IV.4.13. Vérification à L'ELS :                 | 70 |
| IV.4.14. Vérification de la flèche :            | 71 |
| IV.5. Etude L'ascenseur :                       | 72 |
| IV.5.1. Définition :                            | 72 |
| IV.5.2. Etude de l'ascenseur :                  | 72 |
| IV.5.3.Descente de charges :                    | 73 |
| IV.5.4. Evaluation du moment de Dalle machine : | 81 |
| IV.5.5. Vérification à L'ELU :                  | 84 |
| IV.6. Conclusion :                              | 85 |
| Chapitre V : Etude dynamique et sismique        |    |

|                                                                      |     |
|----------------------------------------------------------------------|-----|
| V.1. Introduction:                                                   | 86  |
| V.2. Objectif de l'étude dynamique:                                  | 86  |
| V.3. Modélisation de la structure:                                   | 86  |
| V.4. Classification de l'ouvrage :                                   | 87  |
| V.5. Methode de calcul:                                              | 88  |
| V.5.1. la méthode statique équivalente :                             | 88  |
| V.5.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente : | 88  |
| V.5.3. Méthode d'analyse modale spectrale :                          | 92  |
| V.6. Vérification de la période                                      | 95  |
| V.6.1. Centre de gravité et centre de rigidité :                     | 96  |
| V.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :            | 97  |
| V.8. Vérification des déplacements inter-étages:                     | 97  |
| V.9. Vérification de l'effort normal réduit:                         | 98  |
| V.10. Vérification au renversement:                                  | 98  |
| V.11. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :               | 100 |
| V.12. Conclusion                                                     | 101 |
| Chapitre VI : Etude des éléments structuraux                         |     |
| VI.1. Introduction :                                                 | 102 |
| VI.2. Combinaison des charges :                                      | 102 |
| VI.3. Ferrailage des poutres :                                       | 102 |
| VI.3.1. Introduction                                                 | 102 |
| VI.3.2. Combinaisons :                                               | 103 |
| VI.3.3. Recommandations des RPA 99 Version 2003 :                    | 103 |
| VI.3.4. Sollicitations de calcul sur poutre :                        | 103 |
| VI.3.5. Ferrailage longitudinal :                                    | 104 |
| VI.3.6. Calcul des armatures transversales :                         | 105 |
| VI.3.7. Vérifications nécessaires                                    | 106 |
| VI.3.8. Schéma de ferrailage des poutres                             | 108 |
| VI.4. Ferrailage des poteaux :                                       | 109 |
| VI.4.1. Recommandation du RPA 99 version 2003:                       | 109 |
| VI.4.2. Calcul du ferrailage des poteaux                             | 109 |
| VI.4.3. Vérification nécessaires :                                   | 117 |
| VI.4.4. Schéma de ferrailage des poteaux :                           | 118 |

|                                                        |     |
|--------------------------------------------------------|-----|
| VI.5. Etude des voiles : .....                         | 118 |
| VI.5.1 Introduction : .....                            | 118 |
| VI.5.2. Les combinaisons de calcul : .....             | 119 |
| VI.5.3. Ferrailage du Voile 1 .....                    | 120 |
| VI.5.4. Ferrailage du Voile 02 .....                   | 123 |
| VI.5.4.2. Vérification de l'effort limite ultime ..... | 124 |
| VI.5.5. Schéma de ferrailage des voiles : .....        | 127 |
| VI.6. Conclusion : .....                               | 127 |
| Chapitres VII Etude de l'infrastructure                |     |
| VII.1. Introduction : .....                            | 128 |
| VII.2. Eudes des fondations.....                       | 128 |
| VII.2. 1. Choix de fondation .....                     | 128 |
| VII.2. 2. Vérification de la semelle isolée .....      | 128 |
| VII.2..3. Vérification des semelles filantes.....      | 129 |
| VII.2. 4. Etude du radier : .....                      | 130 |
| VII.2.5. Schéma de ferrailage du radier .....          | 136 |
| VII.3. Etude des nervures : .....                      | 136 |
| VII.3.1. Calcul du ferrailage des nervures:.....       | 136 |
| VII.3.2. Vérifications à ELU .....                     | 138 |
| VII.3.3. Schéma de ferrailage de la nervure: .....     | 138 |
| Conclusion générale .....                              | 140 |
| Bibliographie                                          |     |
| Annexe                                                 |     |
| Plans architecturaux et génie civil                    |     |

# Liste des tableaux

|                                                                                  |    |
|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau I.1 : La contrainte limite ultime de cisaillement .....                  | 6  |
| Tableau II.2 : Charges permanente du plancher terrasse inaccessible .....        | 12 |
| Tableau II.3 : Charges permanente du plancher d'étage courant.....               | 12 |
| Tableau II.4 : Charges permanente du Plancher en dalle pleine .....              | 12 |
| Tableau II.5 : Charges permanente des murs extérieurs (double cloison).....      | 13 |
| Tableau II.6 : Charges permanente des murs intérieurs (simple cloison).....      | 13 |
| Tableau II.7 : Charges d'exploitation.....                                       | 13 |
| Tableau II.8 : Dégression des surcharges .....                                   | 15 |
| Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux centraux. ....                    | 18 |
| Tableau II.10 : Pré dimensionnement des poteaux de rive .....                    | 18 |
| Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux d'angle .....                    | 19 |
| Tableau III-1 : Charges et combinaisons des poutrelles.....                      | 22 |
| Tableau III-2 : Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELU) ..... | 26 |
| Tableau III-3 : Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELS).....  | 27 |
| Tableau III-4 :Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELU) .....  | 27 |
| Tableau III-5 :Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELS).....   | 28 |
| Tableau III-6: Récapitulation des sollicitations de la terrasse. ....            | 32 |
| Tableau III-7: Tableau des charges (terrasse).....                               | 37 |
| Tableau III-8 : Récapitulation des sollicitations de l'étage courant.....        | 38 |
| Tableau III-9: Tableau des charges (Etagé courant).....                          | 42 |
| Tableau III-10 : Récapitulation des sollicitations a L'ELU et ELS .....          | 45 |
| Tableau III-11 : Récapitulation des résultats de ferrailage .....                | 47 |
| Tableau. IV.1: Descente des charges (balcon).....                                | 56 |
| Tableau. IV.2:Charge concentrée.....                                             | 56 |
| Tableau IV.3 : Evaluation des charges de la paillasse.....                       | 60 |
| Tableau IV.4 : Evaluation des charges du palier.....                             | 60 |
| Tableau IV.5: Combinaison de calcul. ....                                        | 61 |
| Tableau IV.6 :Les sollicitations maximales de l'escalier .....                   | 63 |
| Tableau IV.7:sollicitations agissant sur la poutre palière.....                  | 67 |
| Tableau IV.8 : caractéristiques des câbles .....                                 | 75 |
| Tableau IV.10 :Tableau récapitulatif des résultats .....                         | 80 |
| Tableau IV.11 : Tableau des Moments max en travée et en appuis.....              | 82 |
| Tableau IV.12: Récapitulation des résultats de ferrailage .....                  | 83 |
| Tableau V-1: Les résultats des charges verticales sur les poteaux et voiles..... | 89 |
| Tableau V-2 : Valeurs des pénalités $Pq$ . ....                                  | 90 |

|                                                                                           |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau V-3: Résultat dynamique de la première disposition .....                          | 93  |
| Tableau V-4: Résultat dynamique de la 2 <sup>ème</sup> disposition .....                  | 94  |
| Tableau V-5: Résultat dynamique de la 3 <sup>ème</sup> disposition.....                   | 94  |
| Tableau V-6: Les résultats des excentricités théoriques et additionnelles .....           | 96  |
| Tableau V-7: Vérification de la résultante des forces sismiques .....                     | 97  |
| Tableau IV. 8: Vérification des déplacements inter-étage suivant x et y :.....            | 97  |
| Tableau V-9: Vérification de l'effort normal réduit du poteau.....                        | 98  |
| Tableau V-10: Vérification au renversement selon X.....                                   | 99  |
| Tableau V-11: Vérification au renversement selon Y .....                                  | 100 |
| Tableau V-12: Vérification à l'effet P- $\Delta$ sens X-Y .....                           | 101 |
| Tableau VI.1: Sollicitations de calcul sur poutre .....                                   | 103 |
| Tableau VI.2: Vérification de la condition non fragilité .....                            | 104 |
| Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales et secondaires .....                    | 105 |
| Tableau VI.4: Vérification au cisaillement.....                                           | 107 |
| Tableau VI.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton : .....              | 107 |
| Tableau VI.6: Vérification de la flèche .....                                             | 107 |
| Tableau VI.7: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques .....                | 110 |
| Tableau VI.8: Efforts internes.....                                                       | 111 |
| Tableau VI.9: ferrailages longitudinales des poteaux .....                                | 115 |
| Tableau VI.10 : Les armatures transversales des poteaux.....                              | 116 |
| Tableau VI.11 : Vérification de cisaillement.....                                         | 117 |
| Tableau VI.12 : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous.....      | 118 |
| Tableau VI.13: Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 01 sens y-y) .....     | 119 |
| Tableau VI.14: Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 02 sens x-x) .....     | 119 |
| Tableau VII.1 : Tableau des moments fléchissant en travées et en appuis le sens X-X ..... | 134 |
| Tableau VII.2 : Tableau des moments fléchissant en travées et en appuis le sens Y-Y ..... | 134 |
| Tableau VII.3: Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens X-X.....               | 135 |
| Tableau VII.4 : Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens Y-Y.....              | 135 |
| Tableau VII.5: Ferrailages du radier.....                                                 | 135 |
| Tableau VII.6: Les sollicitations de la nervure du radier .....                           | 136 |
| Tableau VII.7: Calcul du ferrailage des nervures sur le sens X-X.....                     | 137 |
| Tableau VII.8: Calcul du ferrailage des nervures le sens Y-Y .....                        | 137 |
| Tableau VII.9 : Choix des barres des nervures .....                                       | 137 |
| Tableau des armatures (en cm <sup>2</sup> ) .....                                         | 144 |

# Liste des Figures

|                                                                                                |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU .....                           | 5  |
| Figure I-2 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS .....                                  | 5  |
| Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier .....                                 | 7  |
| Figure II-1: Loi de dégression.....                                                            | 14 |
| Figure II-2: Schéma de Poteau Central.....                                                     | 16 |
| Figure II-3: Coupe de voile.....                                                               | 20 |
| Figure III-1: Schéma d'une section en T. ....                                                  | 21 |
| Figure III-2 : 1er type de poutrelle à 2 travées.....                                          | 22 |
| Figure III-3: Schéma de ferrailage des poutrelles .....                                        | 43 |
| Figure III-4: Schéma de ferrailage de dalle pleine.....                                        | 49 |
| Figure IV-1: Coupe verticale sur l'acrotère.....                                               | 50 |
| Figure IV-2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....                                           | 55 |
| Figure IV-3 : Schéma de ferrailage du balcon .....                                             | 58 |
| Figure IV.4 : Coupe descriptive d'un escalier .....                                            | 59 |
| Figure IV.5 : Schéma statique de la charge appliquée sur la Paillasse et le palier (ELU) ..... | 61 |
| Figure IV.6 : Disposition des armatures. ....                                                  | 64 |
| Figure IV.7 : Schéma statique de la charge appliquée sur la poutre de palier (ELU).....        | 67 |
| Figure IV.8: Schéma statique de la charge appliquée sur la poutre de palier (ELS).....         | 67 |
| Figure IV.9 : Schéma de ferrailage poutre palier.....                                          | 70 |
| Figure IV.10.: Dimensions de l'ascenseur.....                                                  | 72 |
| Figure IV.11 : Ascenseur électrique.....                                                       | 73 |
| Figure IV-12:Le coefficient de sécurité des câbles .....                                       | 75 |
| Figure IV.13.: Schéma de la surface d'impact.....                                              | 76 |
| Figure IV-14: Schéma de la dalle.....                                                          | 79 |
| Figure V.1: Modèle 3D de la structure .....                                                    | 87 |
| Figure V-2: Limites des décrochements en plan.....                                             | 88 |
| Figure V-3: Limites des décrochements en élévation .....                                       | 88 |
| Figure V-4: Distribution des charges verticales sur les poteaux et voiles.....                 | 90 |
| Figure V.5.1er Disposition des voiles .....                                                    | 93 |
| Figure V.6.2ème Disposition des voiles.....                                                    | 93 |

|                                                                             |     |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure .V.7. Disposition des voiles .....                                   | 94  |
| Figure V-8: Représentation du mode 1 (Direction Y).(T=0.57s).....           | 95  |
| Figure V-9: Représentation du mode 2 (Direction Z)(T=0.51s).....            | 95  |
| Figure V-10: Représentation du mode 3 (Direction X) (T=0.35s).....          | 96  |
| FigureVI-1:Schéma de ferrailage des poutres.....                            | 108 |
| Figure VI-2:Schéma de ferrailage des poteaux.....                           | 118 |
| Figure VI-3:Schéma de ferrailage des voiles (Sens y-y).....                 | 127 |
| Figure VI-4:Schéma de ferrailage des voiles (Sens X-X) .....                | 127 |
| Figure VII-1: schéma de la Semelle isolé.....                               | 128 |
| Figure VII-2: Schéma de la Semelle filante.....                             | 129 |
| Figure VII-3: Distribution des contraintes à l'ELS.....                     | 131 |
| Figure VII-4:distribution des contraintes à L'ELU .....                     | 132 |
| Figure VII-5:Distribution des contraintes à ACC .....                       | 132 |
| Figure VII-6:Distribution des contraintes de cisaillement suivant x-x ..... | 133 |
| Figure VII-7:Distribution des contraintes de cisaillement suivant Y-Y ..... | 133 |
| Figure VII-8 : Ferrailage du radier.....                                    | 136 |
| Figure VII-9 : Ferrailage de la nervure.....                                | 139 |

# Liste des notions

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $q$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant à la base.
- $N_{ser}$  : 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.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $P$  : Force concentrée.
- $F$  : Flèche.
- $\bar{F}$  : Flèche admissible.
- $L$  : 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.
- $I$  : 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
- $f_{c28}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours d'âge.
- $K$ : Coefficient de raideur de sol.
- $Y$ : Position de l'axe neutre.
- $I_0$ : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- $E$ : effort de séisme.
- $\eta$ : Coefficient de fissuration.

# *Introduction générale*

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation.

Mon projet est une étude détaillée d'une structure en béton armé à usage multiple, composée rez-de-chaussée et 9 étages contreventé par voiles et portiques. Le bâtiment étant irrégulier de par sa forme et ses fonctionnalités, il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de logiciel (robot structural 2019). Le but de cette étude est donc de modéliser la structure afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Ce travail est composé de sept chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre consiste à étudier le plancher corps creux et plancher à dalle pleine.
- Le 4ème chapitre présente le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers, les balcons et ascenseurs).
- Le 5ème chapitre représente une étude sismique effectuée à l'aide d'un logiciel robot structural 2019 qui a permis l'analyser notre structure.
- Le 6ème chapitre présente le calcul des ferraillages des éléments structuraux, par les résultats obtenus du logiciel robot structural 2019.
- Le 7ème chapitre concerne l'étude de l'infrastructure

Finalement, ce projet se termine par une conclusion générale qui résume tout ce qui a été fait, et une série des plans architecturaux et génie civil qui vient d'apporter plus de détails.

# **CHAPITRE I :**

## **Présentation de l'ouvrage**

**I.1 Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances et des compétences de base, lesquelles l'ingénieur doit prendre en considération afin de justifier ses choix de conception et d'étude, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et description de notre cas d'étude.

**I.2 Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé en (R+9) à usage multiple qui sera implantée à ville de Saida, classée en zone de faible sismicité (zone I), et de groupe d'usage 2 d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».

Le projet entre dans le cadre d'une construction qui comprend :

- Le RDC à usage commercial.
- Les étages courants à usage d'habitation.

**I.3 Caractéristique géométrique :**

Le bâtiment a pour dimensions les cotes suivantes :

- Longueur totale de bâtiment : .....30.8 m
- Largeur totale de bâtiment : ..... 18.4 m
- Hauteur totale de bâtiment : .....30.60 m
- Hauteur de RDC : .....3.06 m
- Hauteur d'étage courant : .....3.06 m

**I.4 Caractéristique du site :**

D'après les résultats du rapport géotechnique, on peut Souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte du sol de 2 bars obtenus à partir d'une profondeur d'ancrage de 4 m.
- Le sol est classé en catégorie S2 (sol très dense) selon sa nature géotechnique.

**I.5 Caractéristique structurales :**

Le choix de la structure portante et de contreventement se fera après vérification des recommandations de la réglementation en vigueur (la RPA).

C'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (poteaux poutres) et voiles.

**I.5.1 Planchers:**

Les planchers sont réalisés Corps creux et une dalle de compression, pour RDC et étages courants.

**I.5.2 Maçonnerie :**

Les maçonneries seront réalisées comme suite :

- Les murs extérieurs : en doubles cloisons en briques creuses de (15cm et 10cm) Séparées par un vide d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

**I.5.3 Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les cloisons extérieures et les murs.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable.

**I.5.4 Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher en corps creux et par le vide d'air des murs Extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher Terrasse ainsi que par les vides d'air des cloisons double parois en brique creuses.

**I.5.5 Les Escaliers :**

Un escalier est une construction permettant de relier différents niveaux d'un bâtiment. Il est Constitué d'une succession de marches horizontales et de paliers de repos, permettant à l'utilisateur de monter ou descendre en toute sécurité, Dans le cadre de notre ouvrage, les escaliers seront équipés de deux volées et d'un seul palier.

**I.5.6 Cage d'ascenseur :**

L'ascenseur est un dispositif mécanique de transport vertical conçu pour faciliter la mobilité entre différents niveaux d'un bâtiment. Il est généralement composé d'une cabine fermée qui se déplace le long de rails verticaux, et est propulsée par une machinerie motorisée.

**I.5.7 Acrotère :**

Un acrotère est une structure surélevée en maçonnerie ou en béton, généralement située à La bordure d'un toit-terrasse d'une hauteur de 60 cm, qui sert à retenir les matériaux de couverture et à empêcher l'eau De pluie de déborder.

**I.5.8 Terrasse :**

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible, c'est-à-dire qu'elle n'est pas destinée à être utilisée pour des activités ou des déplacements fréquents. En plus de servir de couverture elle est destinée principalement recevoir les équipements de ventilation ou de climatisation.

**I.5.9 Balcon :**

Les balcons sont des éléments non porteurs qui se composent d'une dalle pleine en béton armé.

**I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :****I.6.1 Le béton :**

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage. Il est constitué par le mélange de ciment, d'eau et de granulat (sable, gravier) à proportions étudiées amélioré dans certains cas par des adjuvants.

**➤ Résistance de béton à la compression :**

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  sa résistance à la compression sera calculée comme suite selon l'article 4.1.1 BAEL91 :

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \blacksquare \quad f_{cj} &= \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Pour notre projet d'étude on adoptera un béton de  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

**➤ Résistance de béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction de béton a  $j$  jours est définie selon l'article 4.1.1 BAEL91 par la relation suivante :

$$\blacksquare \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Cela donne pour notre cas étude :  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

**➤ Les contraintes limites :****• Contraintes limites ultime à la compression :**

Pour le calcul à l'ELU on adoptera le diagramme parabole-rectangle suivant :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  en situation durable ou transitoire.  $\rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle.  $\rightarrow f_{bu} = 18,48 \text{ Mpa}$

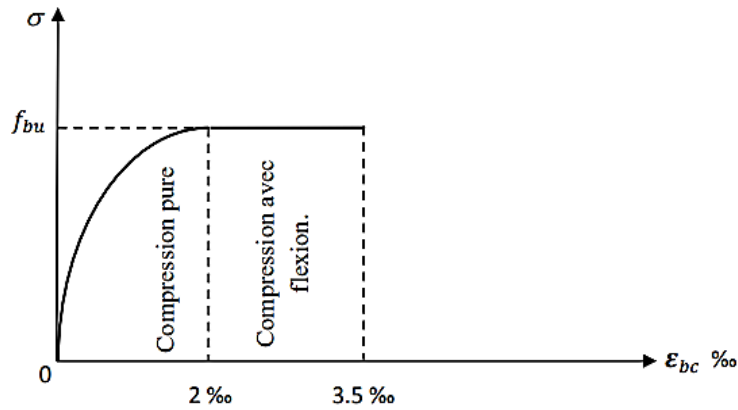


Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

- **Contrainte limite de service à la compression :**

Le diagramme des contraintes à l'ELS donné par la loi :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$ .

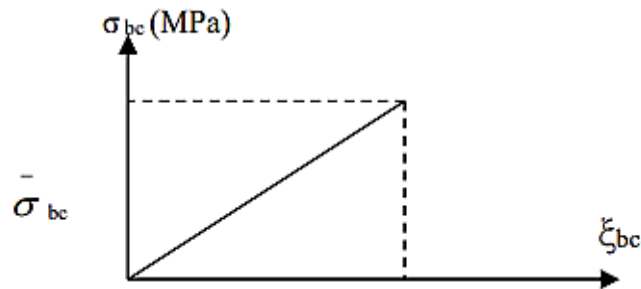


Figure I-2 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS

Dans notre étude on prend  $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

D'après l'article 13.3.2 BAEL91 La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{adm}$$

Tableau I.1 : La contrainte limite ultime de cisaillement

|                                                       | Cadre de 90°(droit)                                     | Cadre de 45°                                            |
|-------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| Fissuration peu préjudiciable                         | $\bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa)$  | $\bar{\tau} = \min(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7Mpa)$ |
| Fissuration préjudiciable<br>Où<br>très préjudiciable | $\bar{\tau} = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa)$ | $\bar{\tau} = \min(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7Mpa)$ |

➤ **Module de déformation longitudinale de béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

▪ **Le module de déformation instantané :**

Le module de déformation instantané pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} f_{c28} = 25Mpa \rightarrow E_{i28} = 32164,20Mpa$$

▪ **Le module de déformation différé:**

Le module de déformation différé pour les charges de longue durée d'application est :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} f_{c28} = 25Mpa \rightarrow E_{v28} = 10818,90Mpa$$

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

- $\nu = 0$  Pour le calcul des sollicitations à l'ELU (béton non fissuré).
- $\nu = 0,2$  Pour le calcul des déformations à l'ELS (béton fissuré).

### I.6.2 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être reprise par le béton.

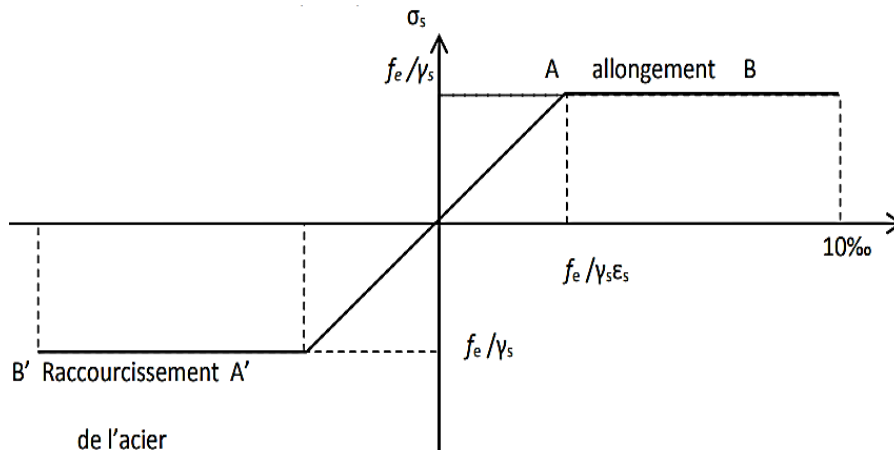
➤ **Type d'acier :**

**Armature Longitudinales :**

- Barres à haute adhérence HA → FeE400
- Treillis soudé TS → FeE500

**Armature Transversales :**

- Haute adhérence HA → FeE400
- Rond Lisse RL → FeE235

➤ **Contrainte limite ultime (ELU) :****Figure I-3 :** Diagramme contrainte déformation de l'acier

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{Aciers naturels}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$\gamma_s = 1,15$  en situation courante

$\gamma_s = 1$  en situation accidentelle

➤ **Contrainte limite de service (ELS) :**

- Fissuration peu préjudiciable : dans ce cas aucune vérification
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

**I.7 Sollicitation et Combinaison de calcul :**

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les efforts et actions auxquelles elle soumise, elles sont exprimées sous forme des forces (des efforts normaux ou tranchants), et de moments (de flexion, de torsion).

- **Etat limite ultime** : D'après le BAEL91/99  
ELU :  $1,35G + 1,5Q$
- **Etat limite de service** : D'après le BAEL91/99  
ELS :  $G + Q$

- **Situation accidentelle :** D'après le RPA99 V2003

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2E$$

### **I.8 Règlements et normes utilisés :**

Les règlements utilisés sont :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99/version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/99).
- Document Technique Règlementaire (DTR BC.2.2)

### **I.9 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description de notre projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons aussi donné les caractéristiques des matériaux utilisées ainsi que les codes et les règlements en vigueur. Le chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments de la structure de notre ouvrage.

# **CHAPITRE II :**

## **Pré-dimensionnement des éléments**

## II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant le bâtiment conformément aux règlements de dimensionnement des éléments en béton en vigueur (BAEL 91/99, CBA...etc.) ainsi qu'aux règlements parasismique régionaux à savoir le RPA V99/2003 pour notre cas d'étude.

## II.2 Pré-dimensionnement Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparent deux niveaux d'un bâtiment, ils assurent la transmission des charges verticales aux éléments structuraux.

### II.2.1 Planchers à corps creux :

Composés de corps creux, avec une dalle de compression armée par un treillis soudé. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre extrémités d'appuis selon la disposition des poutrelles

$h_t$  : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 4,10 \text{ m}$$

$$\frac{410}{25} \leq h_t \leq \frac{410}{20} \quad 16.4 \leq h_t \leq 20.5$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $h_t = 20 \text{ cm}$

Avec :

$$h_1 = 16 \text{ cm} : \text{hauteur de corps creux}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} : \text{hauteur de dalle de compression}$$

### II.2.2 Planches à dalles pleines :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels car ils peuvent résister à des surcharges d'exploitations importantes ( $Q \geq 2,5 \text{ KN/m}^2$ ).

L'épaisseur des dalles pleine est déterminée à partir du critère suivant :

#### ➤ Condition de résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur 3 à 4 appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$  pour les dalles continues avec  $0,4 \leq \alpha \leq 1$
- Dalle reposant sur 2 appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30}$  pour les dalles continues avec  $\alpha \leq 0,4$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$e$  : L'épaisseur des dalles pleine

$L_x$  : La plus petite portée du panneau de dalle

$L_y$  : La plus grande portée du panneau de dalle

**Tableau II.1 : Dimensionnement du plancher dalle pleine**

| $L_x(\text{cm})$ | $L_y(\text{cm})$ | $\alpha$ | $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$ | Le choix (cm) |
|------------------|------------------|----------|---------------------------------------------|---------------|
| 400              | 500              | 0,8      | $8 \leq e \leq 12,5$                        | 12            |

➤ **Condition de résistance au coupe-feu :**

$e \geq 7 \text{ cm}$  : Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11 \text{ cm}$  : pour deux heures de coupe-feu

Donc on prend :  $e = 12 \text{ cm}$

➤ **Condition d'isolation acoustique :**

$e \geq 16 \text{ cm}$  (L'isolation contre le bruit d'impacte  $2500e \geq 400 \text{ kg/m}^2$ )

$e \geq 14 \text{ cm}$  (L'isolation contre le bruit aérien  $2500e \geq 350 \text{ kg/m}^2$ )

Finalement on adopte une épaisseur égale  $e = 16 \text{ cm}$  pour les plancher dalle pleine

### II.3 Pré-dimensionnement Les poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armée rectangulaire destiné à reprendre les efforts et les transmettre aux poteaux.

#### II.3.1 Les poutres principales :

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles selon BAEL91/99 le pré dimensionnement se

faiton Utilisant la condition suivante :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max}$  : longueur maximale entre extrémité

$$L_{max} = 4.20 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

- Vérification des conditions par le RPA V99/2003:

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

### **II.3.2 Les poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles selon BAEL91/99 le pré dimensionnement se fait on

utilisant la condition suivante :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre extrémité

$$L_{\max} = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

- Vérification des conditions par le RPA V99/2003 :

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

## CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

### II.4 Evaluation des charges et des surcharges :

#### II.4.1 Les charges permanentes :

##### ➤ Plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II.2 :** Charges permanente du plancher terrasse inaccessible

| N° | Désignation                   | Ep (m)      | Masse volumique<br>( $KN / m^3$ ) | Poids<br>( $KN / m^2$ ) |
|----|-------------------------------|-------------|-----------------------------------|-------------------------|
| 1  | Gravillon de protection roulé | 0,05        | 17                                | 0,85                    |
| 2  | Etanchéité multicouche        | 0,02        | 6                                 | 0,12                    |
| 3  | Forme de pente en béton léger | 0,10        | 20                                | 2                       |
| 4  | Isolation thermique en liège  | 0,04        | 4                                 | 0,16                    |
| 5  | Plancher à corps creux        | (0,16+0,04) | ...                               | 2,85                    |
| 6  | Enduit en plâtre              | 0,02        | 10                                | 0,20                    |
|    |                               |             | Charge permanent G                | 6,18                    |

##### ➤ Plancher étage courant :

**Tableau II.3 :** Charges permanente du plancher d'étage courant

| N° | Désignation            | Ep (m)      | Masse volumique<br>( $KN / m^3$ ) | Poids<br>( $KN / m^2$ ) |
|----|------------------------|-------------|-----------------------------------|-------------------------|
| 1  | Carrelage              | 0,02        | 20                                | 0,40                    |
| 2  | Mortier de ciment      | 0,02        | 20                                | 0,40                    |
| 3  | Lit de sable           | 0,02        | 18                                | 0,36                    |
| 4  | Cloisons               | 0,10        | 9                                 | 0,90                    |
| 5  | Plancher à corps creux | (0,16+0,04) | ...                               | 2,85                    |
| 6  | Enduit en plâtre       | 0,02        | 10                                | 0,20                    |
|    |                        |             | Charge permanent G                | 5,11                    |

##### ➤ Plancher en dalle pleine :

**Tableau II.4 :** Charges permanente du Plancher en dalle pleine

| N° | Désignation              | Ep (m) | Masse volumique<br>( $KN / m^3$ ) | Poids<br>( $KN / m^2$ ) |
|----|--------------------------|--------|-----------------------------------|-------------------------|
| 1  | Carrelage                | 0,02   | 20                                | 0,40                    |
| 2  | Mortier de ciment        | 0,02   | 20                                | 0,40                    |
| 3  | Lit de sable             | 0,02   | 18                                | 0,36                    |
| 4  | Cloisons                 | 0,10   | 9                                 | 0,90                    |
| 5  | Plancher en dalle pleine | 0,16   | 25                                | 5                       |
| 6  | Enduit en plâtre         | 0,02   | 10                                | 0,20                    |
|    |                          |        | Charge permanent G                | 6,26                    |

➤ Cloison double paroi (extérieur) :

Tableau II.5 : Charges permanente des murs extérieurs (double cloison)

| N° | Désignation      | Ep (m) | Masse volumique<br>( $KN / m^3$ ) | Poids<br>( $KN / m^2$ ) |
|----|------------------|--------|-----------------------------------|-------------------------|
| 1  | Enduitenciment   | 0,02   | 18                                | 0,36                    |
| 2  | Briquescreuses   | 0,15   | 9                                 | 1,35                    |
| 3  | Lame d'air       | 0,05   | ---                               | ---                     |
| 4  | Briquescreuses   | 0,10   | 9                                 | 0,90                    |
| 5  | Enduit en plâtre | 0,02   | 10                                | 0,20                    |
|    |                  |        | Charge permanent G                | 2,81                    |

➤ Cloison simple paroi (intérieur) :

Tableau II.6 : Charges permanente des murs intérieurs (simple cloison)

| N° | Désignation      | Ep (m) | Masse volumique<br>( $KN / m^3$ ) | Poids<br>( $KN / m^2$ ) |
|----|------------------|--------|-----------------------------------|-------------------------|
| 1  | Enduit en plâtre | 0,02   | 10                                | 0,20                    |
| 4  | Briquescreuses   | 0,10   | 9                                 | 0,90                    |
| 5  | Enduit en plâtre | 0,02   | 10                                | 0,20                    |
|    |                  |        | Charge permanent G                | 1,30                    |

II.4.2 Les charges d'exploitation :

Tableau II.7 : Charges d'exploitation

| Etage              | Usage                 | Q (KN/m²) |
|--------------------|-----------------------|-----------|
| Terrasse           | Terrasse inaccessible | 1         |
| Les étages courant | Habitation            | 1,50      |
| RDC                | Commerciale           | 2,50      |

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre des charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA2024.

II.5.1 Descente des charges :

L'application de la loi de dégression : 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 à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q (DTR B.C-2.2).

Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

-  $Q_0$ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

-  $Q_1, \dots, Q_n$  : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

A l'aide de Lois de dégression l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée.

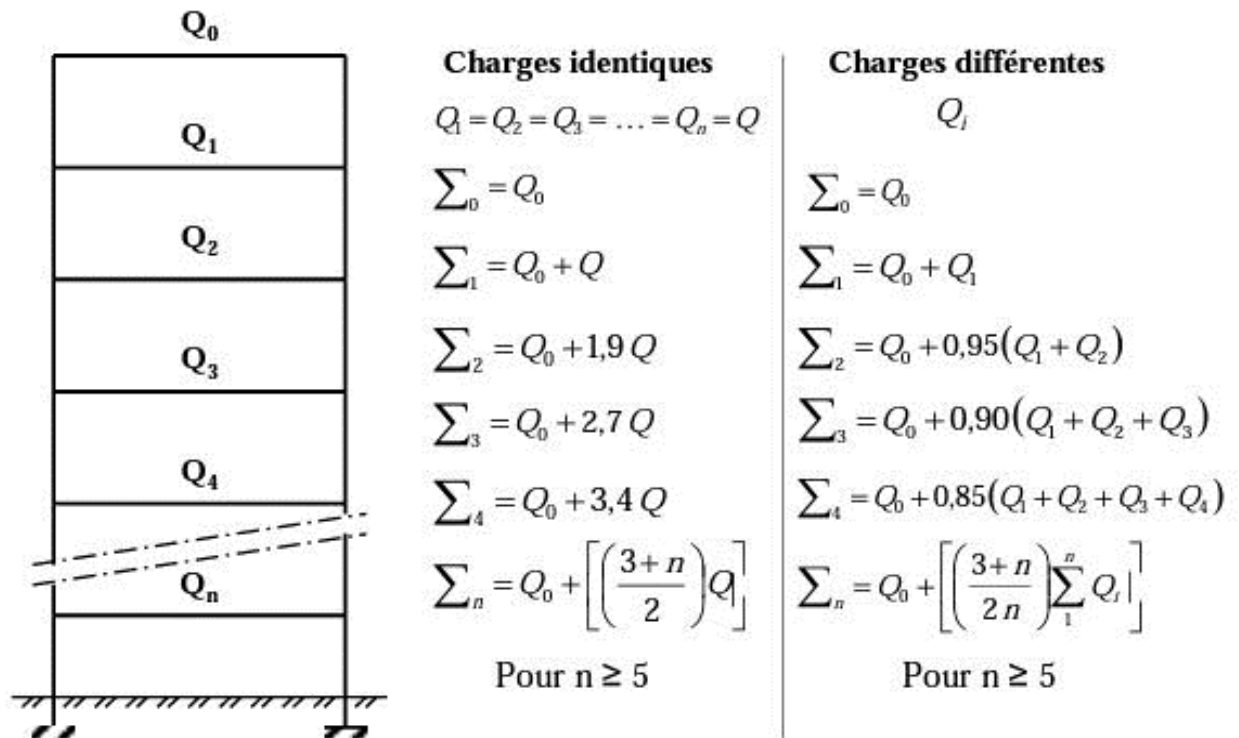


Figure II-1: Loi de dégression

Tableau II.8 : Dégression des surcharges

| iv de plancher | Surcharge (KN/m <sup>2</sup> ) | Σ des surcharges                       | Σ surcharges q (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------|--------------------------------|----------------------------------------|-------------------------------------|
| Terrasse       | 1                              | $\sum = Q_0$                           | 1,00                                |
| 08             | 1,5                            | $\sum = Q_0 + Q_1$                     | 2,50                                |
| 07             | 1,5                            | $\sum = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$         | 3,85                                |
| 06             | 1,5                            | $\sum = Q_0 + 0,90(Q_1 + \dots + Q_3)$ | 5,05                                |
| 05             | 1,5                            | $\sum = Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4)$ | 6,10                                |
| 04             | 1,5                            | $\sum = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$ | 7,00                                |
| 03             | 1,5                            | $\sum = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$ | 7,75                                |
| 02             | 1,5                            | $\sum = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7)$ | 8,45                                |
| 01             | 1.5                            | $\sum = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$ | 9.28                                |
| RDC            | 2.5                            | $\sum = Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)$ | 10.72                               |

### II.5.2 Le pré-dimensionnement :

S'effectue selon le cas le plus défavorable c'est le cas de la plus grande surface afférente, généralement le poteau du centre.

Critère de résistance d'après le BAEL 91.

$$B_r \geq k \beta N_u / \left( \frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 \sigma_{st} A}{B_r} \right)$$

D'après les règles de BAEL 91 on prend  $A/B_r = 1\%$ .

$B_r$  : Section réduite de béton  $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$ .

$\theta$  : Facteur de durée d'application des charges  $\theta = 1$  (lorsque la durée est  $\geq 24$  h).

$K$  : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges, les surcharges étant appliquées généralement après 90 jours donc  $K=1$

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

$\beta$  : Coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.

$f_{bu}$  : Contrainte limite ultime de béton égale à 14,17MPa.

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite ultime d'acier égale à 347,83MPa.

$$\text{Donc : } B_r \geq \frac{1 \times 1,2N_u}{1 \times \frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times 0,01 \times 347,83} \Rightarrow B_r \geq 0,064N_u \text{ avec : } N_u \text{ en (kN)}$$

A partir de  $B_r$  , seront fixées les sections des poteaux telle que :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$N_u$ : l'effort normal ultime.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

### II.5.3 Exemple de calcul :

Pré dimensionnement d'un poteau des plus sollicité :

➤ **Poteau Central :**

- Les longueurs afférentes :

$$L_{aff\ pp} = \frac{4,20}{2} + \frac{4,20}{2} = 4,20 \text{ m}$$

$$L_{aff\ ps} = \frac{4,10}{2} + \frac{4,10}{2} = 4,10 \text{ m}$$

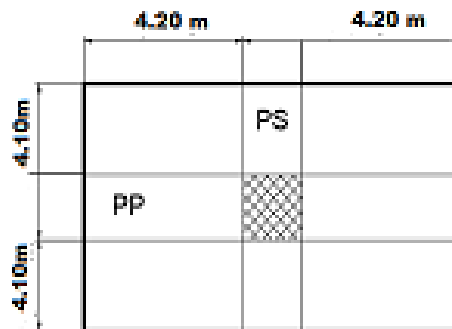


Figure II-2: schéma de Poteau Central

- **La Surface afférente :**

$$\left(\frac{4.20}{2} + \frac{4.20}{2}\right) \times \left(\frac{4.10}{2} + \frac{4.10}{2}\right) = 17.32 \text{ m}$$

- **Poteau du 09 étage :**

Poids du plancher :  $6,18 \times 17.32 = 107,03 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale :  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.20 = 12.6 \text{ kN}$

Poids de la poutre secondaire :  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.10 = 12.30 \text{ kN}$   $G_{09} = 131.93 \text{ kN}$

$$N_{u,09} = 1,35G_{09} + 1,5(Q_{09} \times S_{aff}) \Rightarrow N_{u,09} = 1,35 \times 131.93 + 1,5 \times (1 \times 17.32)$$

$$N_{u,9} = 204.09 \text{ kN}$$

$$B_{r,10} \geq 0,064N_{u,10} \Rightarrow B_r \geq 0,64 \times 204.09 = 130.62 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \geq 130.62 \text{ cm}^2$$

Avec :  $a=b$       Donc :  $a = \sqrt{130.62} + 2 \Rightarrow a=13.42 \text{ cm}$

Donc on prend une section de  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ .

- **Poteau du 08 étage :**

$$G_{09} = 131.93 \text{ kN}$$

Poids du plancher :  $5,11 \times 17.32 = 88.51 \text{ kN}$

Poids de la poutre principale :  $0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,20 = 14,10 \text{ kN}$

Poids de la poutre secondaire :  $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 4.10 = 9,38 \text{ kN}$

Poids de poteau :  $0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,06 = 9.37 \text{ kN}$

$$G_{08} = 254.71 \text{ kN}$$

$$N_{u,08} = 1,35G_{08} + 1,5(Q_{08} \times S_{aff}) \Rightarrow N_{u,08} = 1,35 \times 254.71 + 1,5 \times (2,5 \times 17.32)$$

$$N_{u,09} = 391,81 \text{ kN}$$

$$B_{r,08} \geq 0,64N_{u,09} \Rightarrow B_r \geq 0,64 \times 408.8 = 261.63 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \geq 261.63 \text{ cm}^2$$

Avec :  $a=b$       Donc :  $a = \sqrt{261.63} + 2 \Rightarrow a=18.17 \text{ cm}$

Donc on prend une section de  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux centraux.

| Niveau   | $G_{cum}(KN)$ | $Q_{cum}(KN)$ | $N_u(KN)$ | $B_r(cm^2)$ | A(cm) | Section( $cm^2$ ) |
|----------|---------------|---------------|-----------|-------------|-------|-------------------|
| 09 étage | 131.93        | 17.32         | 204.09    | 130.62      | 13.42 | 35×35             |
| 8 étage  | 254.71        | 43.3          | 408.8     | 261.63      | 18.17 | 35×35             |
| 7 étage  | 377.49        | 66.68         | 609.63    | 390.16      | 21.75 | 35×35             |
| 6 étage  | 500.27        | 87.46         | 806.55    | 516.19      | 24.72 | 40×40             |
| 5 étage  | 625.92        | 105.65        | 1003.47   | 642.22      | 27.34 | 40×40             |
| 4 étage  | 751.57        | 121.24        | 1194.48   | 765.75      | 29.67 | 40×40             |
| 3 étage  | 877.22        | 134.23        | 1385.60   | 886.78      | 31.78 | 45×45             |
| 2 étage  | 1006.12       | 146.35        | 1577.79   | 1009.78     | 33,78 | 45×45             |
| 1 étage  | 1135.02       | 160.06        | 177.72    | 1134.31     | 35.67 | 45×45             |
| RDC      | 1267.77       | 185.67        | 1989.99   | 1273.59     | 37.67 | 50×50             |

➤ Poteau de rive :

- Les longueurs afférentes :

$$L_{aff\ pp} = \frac{4.2}{2} + \frac{4,20}{2} = 4,20 \text{ m}$$

$$L_{aff\ ps} = \frac{4.1}{2} = 2.05 \text{ m}$$

La Surface afférente :

$$\left(\frac{4.1}{2}\right) \times \left(\frac{4,20}{2} + \frac{4.20}{2}\right) = 8,61 \text{ m}^2$$

Tableau II.10 : Pré dimensionnement des poteaux de rive

| Niveau  | $G_{cum}(KN)$ | $Q_{cum}(KN)$ | $N_u(KN)$ | $B_r(cm^2)$ | A(cm) | Section( $cm^2$ ) |
|---------|---------------|---------------|-----------|-------------|-------|-------------------|
| 9 étage | 78.1          | 8.61          | 118.35    | 75.74       | 10.70 | 30×30             |
| 8 étage | 153.9         | 21.53         | 229.3     | 146.75      | 14.11 | 30×30             |
| 7 étage | 229.69        | 33.15         | 359.8     | 230.28      | 17.17 | 30×30             |
| 6 étage | 261.48        | 43.48         | 418.22    | 267.66      | 18.36 | 30×30             |
| 5 étage | 337.27        | 52.52         | 534.09    | 341.82      | 20.48 | 35×35             |
| 4 étage | 415.54        | 60.27         | 651.38    | 416.89      | 22.42 | 35×35             |
| 3 étage | 493.81        | 66.73         | 766.74    | 490.71      | 24.15 | 35×35             |
| 2 étage | 571.04        | 72.75         | 880.51    | 563.53      | 25.73 | 35×35             |
| 1 étage | 649.67        | 79.55         | 996.38    | 637.68      | 27.25 | 40×40             |
| RDC     | 730.81        | 92.29         | 1125.03   | 720.02      | 28.83 | 40×40             |

➤ Poteau d'angle :

- Les longueurs afférentes :

$$L_{aff\ pp} = \frac{3.50}{2} = 1.75\text{ m}$$

$$L_{aff\ ps} = \frac{3.6}{2} = 1.8\text{ m}$$

La Surface afférente :

$$\left(\frac{3.60}{2}\right) \times \left(\frac{3.50}{2}\right) = 3.15\text{ m}^2$$

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux d'angle

| Niveau  | $G_{cum}(\text{KN})$ | $Q_{cum}(\text{KN})$ | $N_u(\text{KN})$ | $B_r(\text{cm}^2)$ | A(cm) | Section( $\text{cm}^2$ ) |
|---------|----------------------|----------------------|------------------|--------------------|-------|--------------------------|
| 9 étage | 40.77                | 3.15                 | 59.76            | 38.25              | 8.18  | 30×30                    |
| 8 étage | 85.06                | 7.89                 | 126.66           | 81.06              | 11    | 30×30                    |
| 7 étage | 129.35               | 12.13                | 192.82           | 123.40             | 13.10 | 30×30                    |
| 6 étage | 173.64               | 15.91                | 258.28           | 165.30             | 14.85 | 30×30                    |
| 5 étage | 220.41               | 19.22                | 326.38           | 208.88             | 16.45 | 35×35                    |
| 4 étage | 267.18               | 22.05                | 393.76           | 252                | 17.87 | 35×35                    |
| 3 étage | 313.95               | 24.41                | 460.45           | 294.68             | 19.16 | 35×35                    |
| 2 étage | 360.72               | 26.62                | 526.90           | 337.22             | 20.36 | 35×35                    |
| 1 étage | 410.36               | 29.10                | 597.63           | 382.48             | 21.55 | 40×40                    |
| RDC     | 460                  | 33.77                | 671.65           | 429.85             | 22.73 | 40×40                    |

### II.5.4 Vérification des conditions du RPA V99/2003 :

Suivant l'Art 7.4.1 RPA V99/2003 les dimensions de la section des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (Zone ) :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases} \quad \text{Avec : } h_e \text{ la hauteur libre d'étage.}$$

Pour le poteau plus sollicité (Poteau Central)

On va prendre le cas du poteau  $(35 \times 35)\text{ cm}^2$  c'est la section minimale dans notre cas.

$$\begin{cases} \min(35; 35) = 35 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \min(35; 35) = 35 \geq \frac{306 - 40}{20} = 13,30\text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

## II.6 Pré-dimensionnement des voiles :

### II.6.1 Voiles du contreventement :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé doit être justifié par l'article 7.7 de RPA99/V2003

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99/V2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition:

- ✓  $L \geq 4a$ .
- ✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm
- ✓ l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure

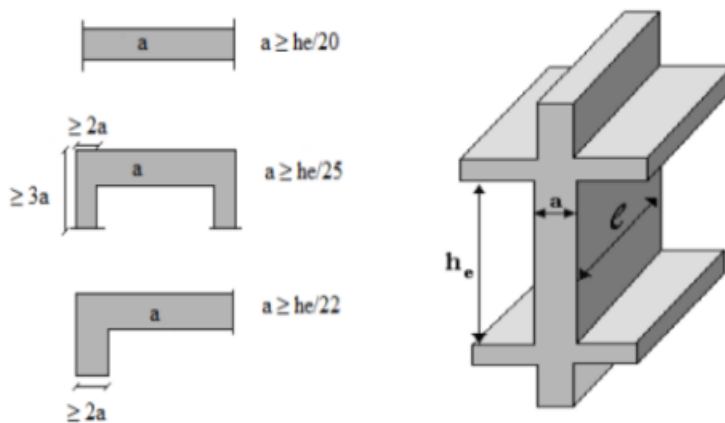


Figure II-3:coupe de voile

Dans notre cas :

Pour le RDC et les étages courants :

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$a \geq \max\left\{\frac{266}{20}; 15 \text{ cm}\right\} = \max\{13,3 \text{ cm}; 15 \text{ cm}\} \Rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

## II.7 Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de RPA99/version2003 et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers corps creux et des dalles pleines.

# **Chapitre III: Etude des planchers**

## III.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales et qui ont le rôle de :

- ✓ Résister aux charges.
- ✓ Permettre une isolation thermique.
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers dans notre structure sont réalisés en :

- ✓ Dalle à corps creux.
- ✓ Dalle pleine.

## III.2. Plancher à corps creux:

Ce type de plancher est composé d'un corps creux et d'une dalle de compression d'épaisseur  $(16 + 4)$  cm. Les poutrelles ont une section en (T)

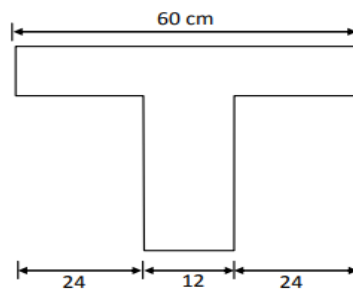


Figure III-1: Schéma d'une section en T.

### III.2.1. Etude du poutrelle[CBA93/B.6.2,20] :

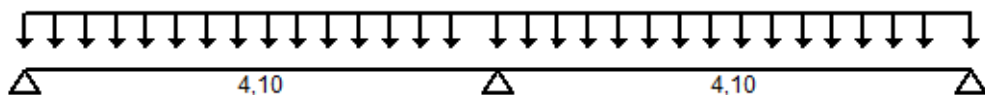
Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires :

- ✓ Méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [BAEL 91 Ar99/B.6.2,21].
- ✓ Méthode d'Albert Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée [BAEL 91 Ar 99/B.6.2,22].

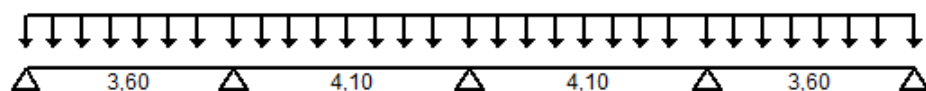
### III.2.2. Les différents types des poutrelles :

❖ terrasse :

Type 01 :

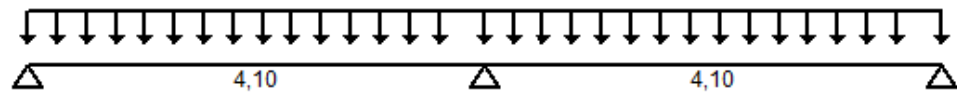


Type 02 :

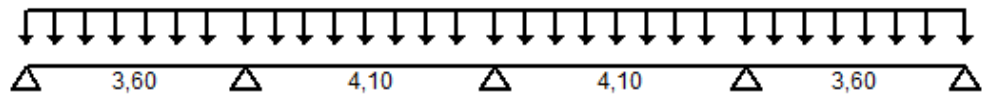


❖ étage courant :

Type 01 :



Type 02 :



### III.2.2.1. Méthode des trois moments :

La méthode des trois moments s'applique aux systèmes dits poutres continues. On suppose que l'effet de l'effort tranchant est négligé

❖ **Principe de la méthode des trois moments :** Cette méthode consiste à déterminer les moments fléchissant dans le cas des poutres continues. C'est-à-dire des poutres qui reposent sur plus de deux appuis. Il existe plusieurs façons pour déterminer le degré d'hyperstaticité :

Le degré d'hyperstaticité est égal au nombre des appuis intermédiaires.

$$DH = n_a - 2$$

Ou bien :

Le degré d'hyperstaticité est égal au nombre des appuis intermédiaires.

a) **Combinaisons fondamentales:**

- Etat limite ultime (ELU):  $q_u = (1.35G + 1.5Q)b$
- Etat limite de service (ELS):  $q_{ser} = (G + Q)b$

b) **Evaluation des charges :**

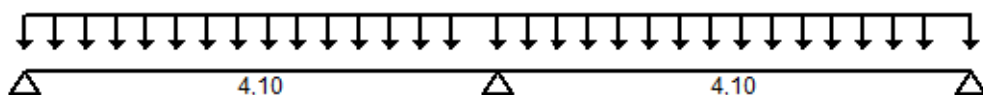
Les poutrelles supportent les charges suivantes :

**Tableau III-1 :** Charges et combinaisons des poutrelles.

| Type de plancher   | G(KN/m <sup>2</sup> ) | Q(KN/m <sup>2</sup> ) | b (m) | $q_u$ (KN/m) | $q_{ser}$ (KN/m) |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|-------|--------------|------------------|
| Terrasse           | 6.18                  | 1                     | 0.60  | 5.90         | 4.30             |
| les étages courant | 5.11                  | 1.5                   | 0.60  | 5.48         | 3.97             |

### III.2.2.2. Exemple de calcul (plancher étage courant) :

Type 01 :



**Figure III-2 :** 1er type de poutrelle à 2 travées.

Degré de hyperstaticité :

$$DH = 3 - 2 = 1 \text{ fois hyperstaticité } (M_B)$$

ELU :

Avec :

$$M_A = 0.2M_{0AB} = 0.2 \times 11.51 = 2.30 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.2M_{0BC} = 0.2 \times 11.51 = 2.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u L_1^2}{8} = \frac{5.48 \times 4.10^2}{8} = 11.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u L_2^2}{8} = \frac{5.48 \times 4.10^2}{8} = 11.51 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appui B : } L_{AB} \cdot M_A + 2(L_{AB} + L_{BC})M_B + L_{BC}M_C + 6EI(\theta_B^g + \theta_B^d) = 0$$

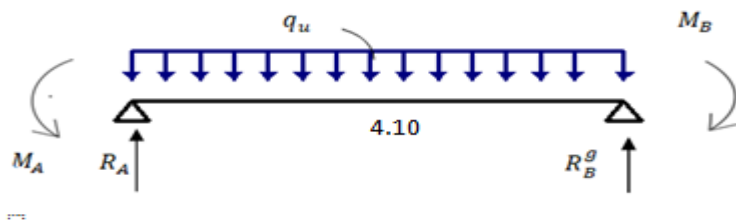
$$6EI(\theta_B^g + \theta_B^d) = \frac{q_u}{4}(L_{AB}^3 + L_{BC}^3) = \frac{5.48}{4}(4.10^3 + 4.10^3) = 188.84$$

$$4.10 \times 2.30 + 2(4.10 + 4.10)M_B + 4.10 \times 2.30 + 188.84 = 0$$

$$16.40M_B + 207.70 = 0$$

$$\text{Donc : } M_B = -12.66 \text{ KN.m}$$

Travée A-B :



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B^g = 22.47 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -M_A + M_B - L_{AB} \cdot R_B^g + \frac{q_u \times L_{AB}^2}{2} = 0$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -2.30 + 12.66 - 4.10R_B^g + \frac{5.48 \times 4.10^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_B^g = 13.76 \text{ KN}$$

$$R_A = 8.71 \text{ KN}$$

Coup 1-1 :  $0 \leq x \leq 4.10 \text{ m}$

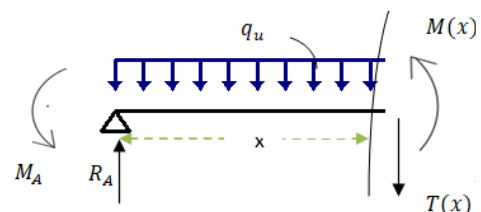
$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{q_u}{2}x^2 + R_A x - M_A$$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{5.48}{2}x^2 + 8.71x - 2.30$$

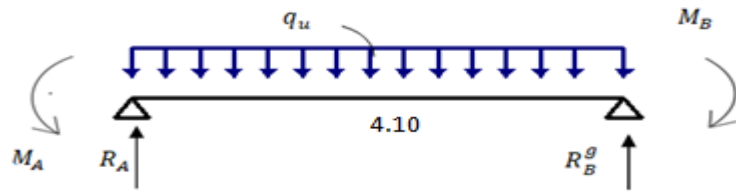
$$T(x) = -5.48x + 8.71 ; \begin{cases} T(0) = 8.71 \text{ KN} \\ T(4.1) = -13.76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.59 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_t^{AB} = M(1.59) = 4.62 \text{ KN.m}$$



Travée B-C :



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_B^d + R_C = 22.47 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow M_C - M_B - L_{BC} R_C + \frac{q_u \times L_{BC}^2}{2} = 0$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 2.30 - 12.66 - 4.10 R_C + \frac{5.48 \times 4.10^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_C = 8.71 \text{ KN}$$

$$R_B^d = 13.76 \text{ KN}$$

Coup 1-1 :  $0 \leq x \leq 4.10 \text{ m}$ 

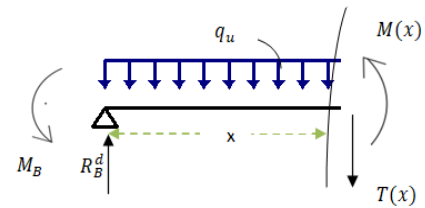
$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{q_u}{2} x^2 + R_B^d x - M_B$$

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{5.48}{2} x^2 + 13.76 x - 12.66$$

$$T(x) = -5.48x + 13.76 ; \begin{cases} T(0) = 13.76 \text{ KN} \\ T(2.95) = -8.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.51 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_t^{BC} = M(2.51) = 4.62 \text{ KN.m}$$



ELS :

Avec :

$$M_{0AB} = \frac{q_s L_1^2}{8} = \frac{3.97 \times 4.10^2}{8} = 8.34 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_s L_2^2}{8} = \frac{3.97 \times 4.10^2}{8} = 8.34 \text{ kN.m}$$

Tel que :

$$M_A = 0.2 M_{0AB} = 0.2 \times 8.34 = 1.668 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.2 M_{0CD} = 0.2 \times 8.34 = 1.688 \text{ KN.m}$$

Appui B :

$$L_{AB} \cdot M_A + 2(L_{AB} + L_{BC}) M_B + L_{BC} M_C + 6EI(\theta_B^g + \theta_B^d) = 0$$

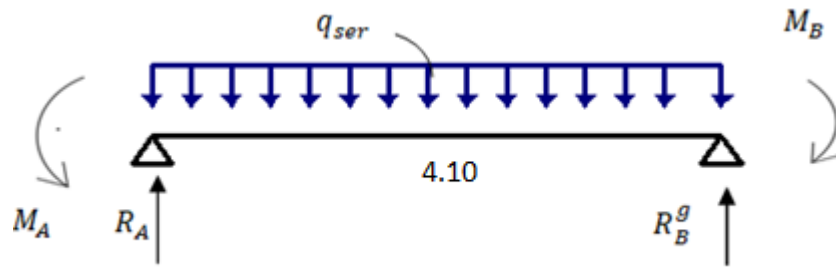
$$6EI(\theta_B^g + \theta_B^d) = \frac{q_s}{4} (L_{AB}^3 + L_{BC}^3) = \frac{3.97}{4} (4.10^3 + 4.10^3) = 136.81$$

$$6.92 + 2(4.10 + 4.10) M_B + 6.92 + 136.81 = 0$$

$$16.40M_B + 150.65 = 0$$

$$\text{Donc : } M_B = -9.18 \text{ KN.m}$$

**Travée A-B :**



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B^g = 16.28 \text{ KN}$$

$$\sum M / Y = 0 \Rightarrow -1.688 + 9.18 - 4.10R_B^g + \frac{3.97 \times 4.10^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_B^g = 9.97 \text{ KN}$$

$$R_A = 6.31 \text{ KN}$$

**Coup 1-1 :  $0 \leq x \leq 4.10 \text{ m}$**

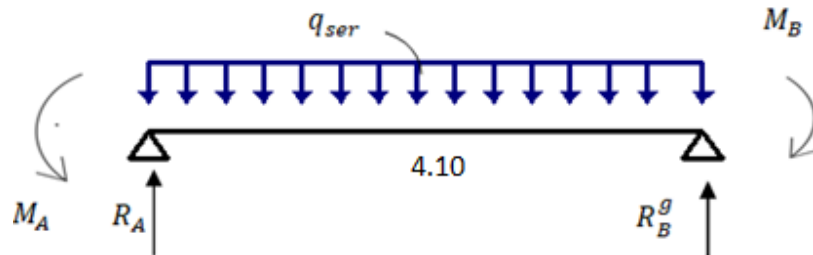
$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{3.97}{2}x^2 + 6.31x - 1.688$$

$$T(x) = -3.97x + 6.31 ; \begin{cases} T(0) = 6.31 \text{ KN} \\ T(4.10) = -9.97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.59$$

$$\text{Donc } M_t^{AB} = M(1.59) = 3.37 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C :**



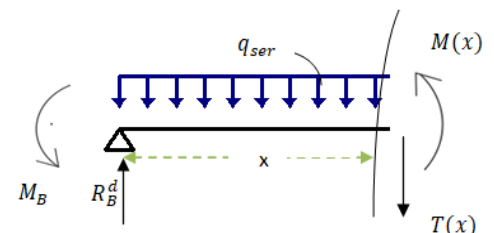
$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_B^d + R_C = 16.28 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 1.688 - 9.18 - 4.10R_C + \frac{3.97 \times 4.10^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_C = 6.13 \text{ KN}$$

$$R_B^d = 10.15 \text{ KN}$$

**Coup 1-1 :  $0 \leq x \leq 4.10 \text{ m}$**



$$\sum M / G = 0 \Rightarrow M(x) = -\frac{3.97}{2}x^2 + 10.15x - 9.18$$

$$T(x) = -3.97x + 10.15 ; \begin{cases} T(0) = 10.15 \text{ KN} \\ T(2.95) = -6.13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.56$$

$$\text{Donc } M_t^{BC} = M(2.56) = 3.80 \text{ KN.m}$$

**Tableau III-2 : Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELU)**

| types | Elu      |      |  |                      |             |                       |                      |           |
|-------|----------|------|--|----------------------|-------------|-----------------------|----------------------|-----------|
|       | terrasse |      |  |                      |             |                       |                      |           |
|       | travées  | l(m) |  | moments<br>en appuis |             | moments<br>en travées | effort<br>tranchants |           |
|       |          |      |  | $M_w(kN.m)$          | $M_e(kN.m)$ | $M_t(kN.m)$           | $T_w(kN)$            | $T_e(kN)$ |
| 1     | a-b      | 4.10 |  | 2.48                 | 13.64       | 4.85                  | 9.30                 | -14.89    |
|       | b-c      | 4.10 |  | 13.64                | 2.48        | 4.95                  | 14.81                | -9.38     |
| 2     | a-b      | 3.60 |  | 1.91                 | 9.45        | 4.26                  | 8.53                 | -12.71    |
|       | b-c      | 4.10 |  | 9.45                 | 7.67        | 3.85                  | 12.53                | -11.65    |
|       | c-d      | 4.10 |  | 7.67                 | 9.45        | 3.85                  | 11.66                | -12.53    |
|       | d-e      | 3.60 |  | 9.45                 | 1.91        | 4.26                  | 12.71                | -8.53     |

**Tableau III-3 : Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELS)**

| Types | ELS      |      |  |                      |             |                       |                   |           |
|-------|----------|------|--|----------------------|-------------|-----------------------|-------------------|-----------|
|       | Terrasse |      |  |                      |             |                       |                   |           |
|       | Travées  | L(m) |  | Moments<br>en appuis |             | Moments<br>en travées | effort tranchants |           |
|       |          |      |  | $M_w(kN.m)$          | $M_e(kN.m)$ | $M_t(kN.m)$           | $T_w(kN)$         | $T_e(kN)$ |
| 1     | A-B      | 4.10 |  | 1.80                 | 9.94        | 3.61                  | 6.83              | -10.80    |
|       | B-C      | 4.10 |  | 9.94                 | 1.80        | 3.62                  | 10.80             | -6.83     |
| 2     | A-B      | 3.60 |  | 1.39                 | 6.88        | 3.11                  | 6.22              | -9.26     |
|       | B-C      | 4.10 |  | 6.88                 | 5.60        | 2.81                  | 9.13              | -8.50     |
|       | C-D      | 4.10 |  | 5.60                 | 6.88        | 2.80                  | 8.50              | -9.13     |
|       | D-E      | 3.60 |  | 6.88                 | 1.39        | 3.11                  | 9.26              | -6.22     |

**Tableau III-4 :Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELU)**

| Types | ELU           |      |  |                      |             |                       |                      |           |
|-------|---------------|------|--|----------------------|-------------|-----------------------|----------------------|-----------|
|       | Etagé courant |      |  |                      |             |                       |                      |           |
|       | Travées       | L(m) |  | Moments<br>en appuis |             | Moments<br>en travées | effort<br>tranchants |           |
|       |               |      |  | $M_w(kN.m)$          | $M_e(kN.m)$ | $M_t(kN.m)$           | $T_w(kN)$            | $T_e(kN)$ |
| 1     | A-B           | 4.10 |  | 2.30                 | 12.66       | 4.62                  | 8.71                 | -13.76    |
|       | B-C           | 4.10 |  | 12.66                | 2.30        | 4.62                  | 13.76                | -8.71     |
| 2     | A-B           | 3.60 |  | 1.78                 | 8.77        | 3.94                  | 7.92                 | -11.81    |
|       | B-C           | 4.10 |  | 8.77                 | 7.13        | 3.60                  | 11.64                | -10.83    |
|       | C-D           | 4.10 |  | 7.13                 | 8.77        | 3.59                  | 10.84                | -11.63    |
|       | D-E           | 3.60 |  | 8.77                 | 1.78        | 3.94                  | 11.81                | -7.92     |

**Tableau III-5 :**Récapitulation des moments et les efforts tranchants (ELS)

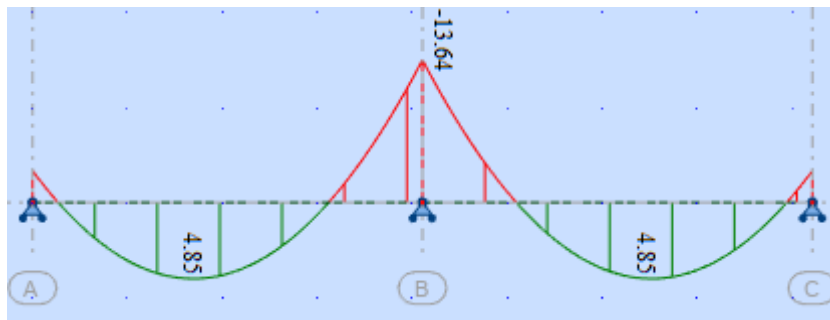
| Types | ELS           |      |                   |             |                    |                   |           |
|-------|---------------|------|-------------------|-------------|--------------------|-------------------|-----------|
|       | Etage courant |      |                   |             |                    |                   |           |
|       | Travées       | L(m) | Moments en appuis |             | Moments en travées | effort tranchants |           |
|       |               |      | $M_w(kN.m)$       | $M_e(kN.m)$ | $M_t(kN.m)$        | $T_w(kN)$         | $T_e(kN)$ |
| 1     | A-B           | 4.10 | 1.67              | 9.18        | 3.37               | 6.31              | -9.97     |
|       | B-C           | 4.10 | 9.18              | 1.67        | 3.80               | 10.15             | -6.13     |
| 2     | A-B           | 3.60 | 1.29              | 6.83        | 2.85               | 5.73              | -8.56     |
|       | B-C           | 4.10 | 6.38              | 5.16        | 2.55               | 8.84              | -7.43     |
|       | C-D           | 4.10 | 5.16              | 6.38        | 2.58               | 7.84              | -8.44     |
|       | D-E           | 3.60 | 6.38              | 1.29        | 2.85               | 8.56              | -5.73     |

## III.2.2.3. Diagrammes des moments flechissants :

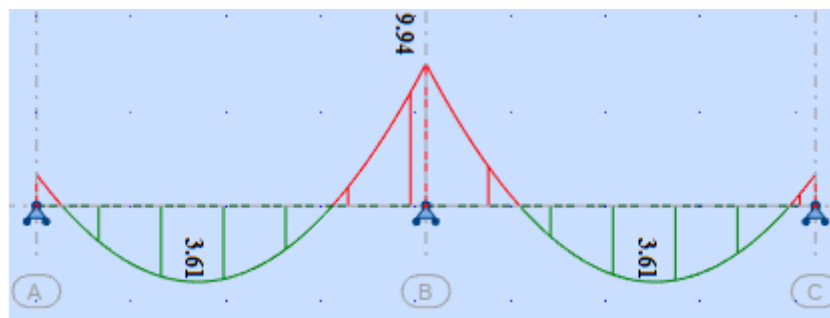
- Terrasse :

Type 01 :

ELU :

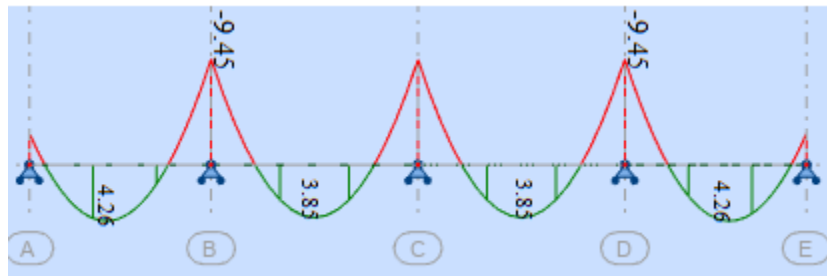


ELS :

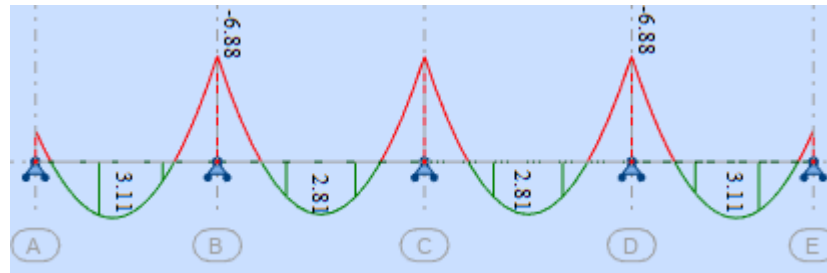


Type 02 :

ELU :



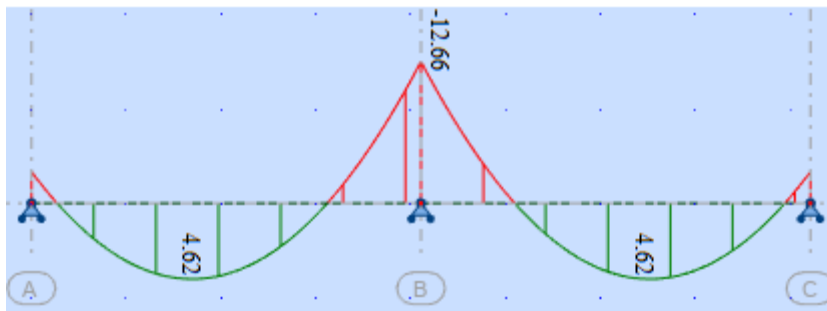
ELS :



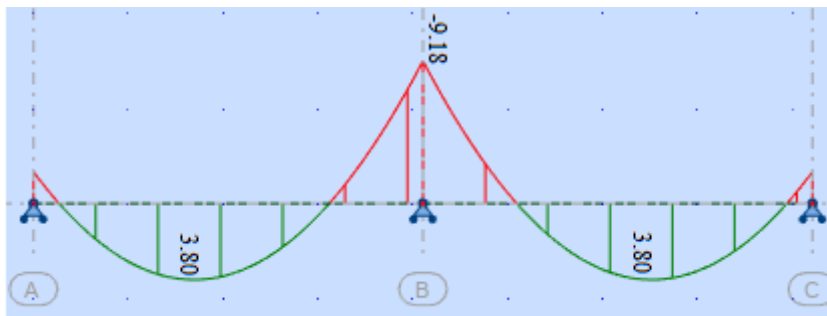
- Etage courant :

Type 01 :

ELU :

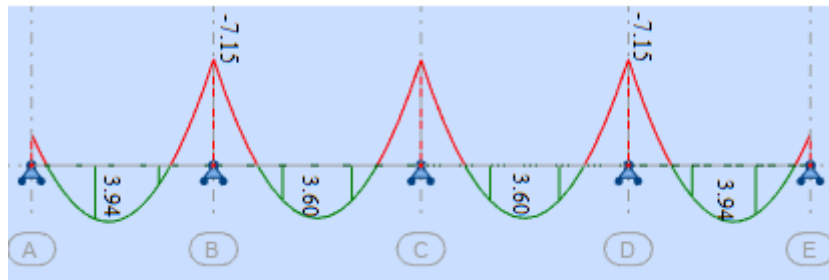


ELS

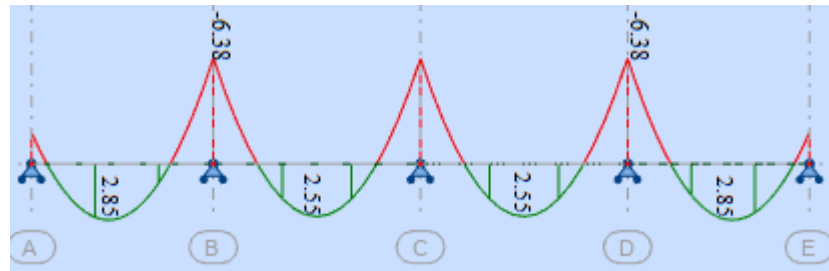


type 02 :

ELU :



ELS :

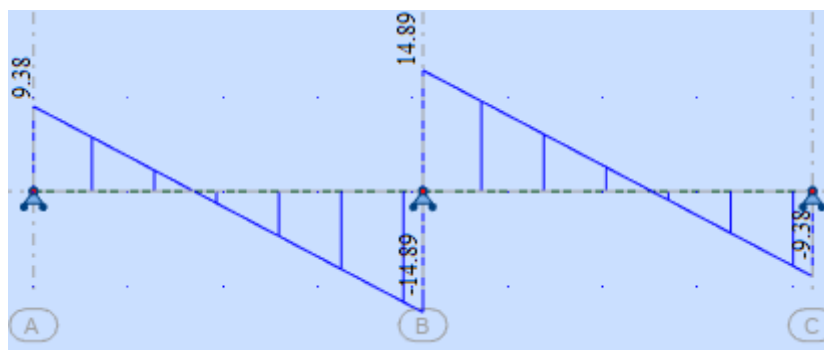


#### III.2.2.4. Diagrammes des efforts tranchants :

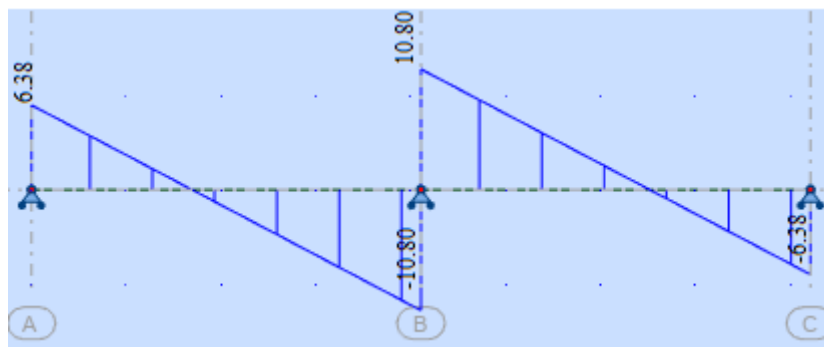
terrasse :

type 1

ELU



ELS



Type 02 :

ELU :



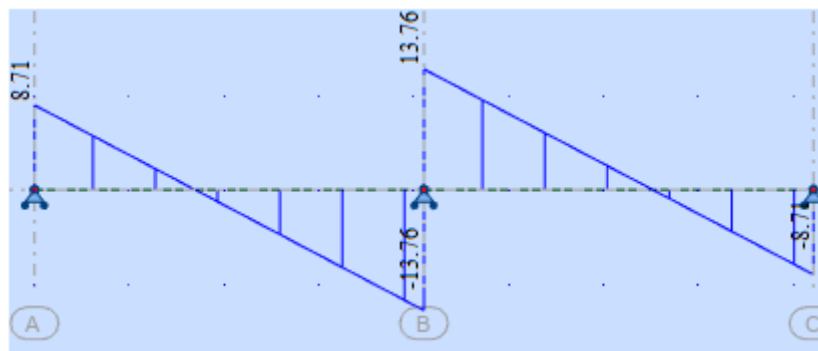
ELS :



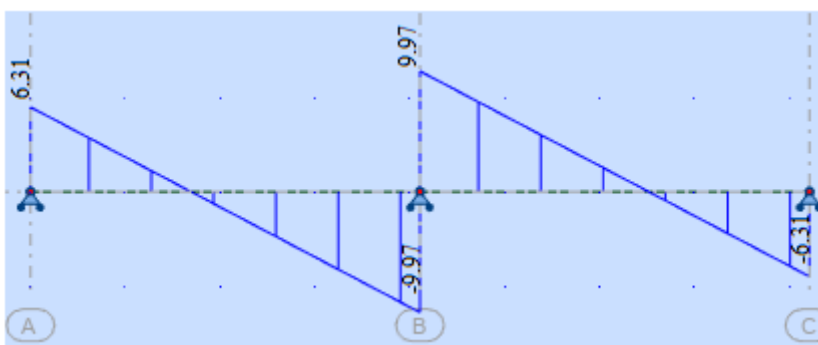
- Etage courant :

Type 01 :

ELU :

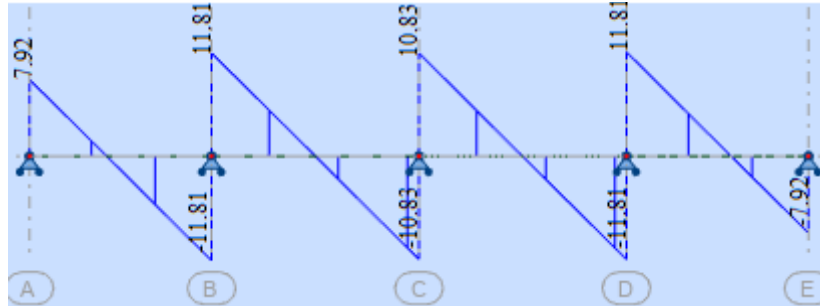


ELS :

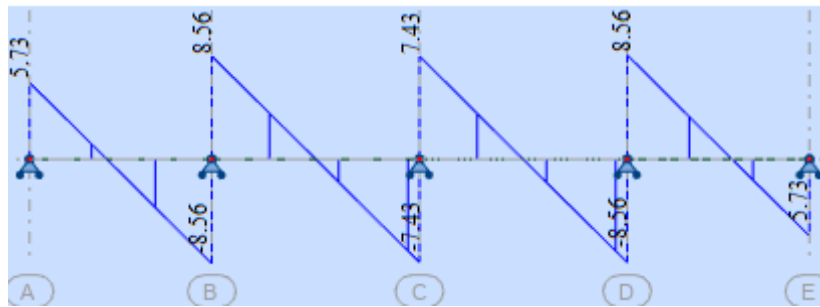


Type 02 :

ELU :



ELS :



### III.2.2.5. Ferrailage des poutrelles (Terrasse) :

Tableau III-6: Récapitulation des sollicitations de la terrasse.

| Sollicitations | ELU   | ELS   |
|----------------|-------|-------|
| $M_a(kN.m)$    | 13.64 | 9.94  |
| $M_t(kN.m)$    | 4.95  | 3.80  |
| $T(kN)$        | 14.89 | 10.80 |

#### III.2.2.5.1. Calcul à l'ELU

❖ Calcul de la section d'armatures longitudinales :

a) En travée :  $M_t = 4.95 \text{ KN.m}$

❖ Moment équilibré par la table de compression ( $M_{tu}$ )

$$M_{Tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 \left(0.9 \times 0.2 - \frac{0.04}{2}\right) = 54.413 \text{ KN.m}$$

$M_t = 4.95 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 54.413 \text{ KN.m} \rightarrow$  L'axe neutre situé dans la table de compression, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h_t$ )

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{4.95 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} = 0.018$$

$\mu_b = 0.018 \leq \mu_l = 0.392$  (FeE400)  $\rightarrow$  Section pas armatures Comprimées ( $A_{sc} = 0$ )

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.023$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.2(1 - 0.4 \times 0.023) = 0.178$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{4.95 \times 10^{-3}}{0.178 \times 347.826} \times 10^4 = 0.80 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.3 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :**

On opte pour  $A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

a) **En appui :**  $M_a = 13.64 \text{ KN.m}$

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h_t$ )

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{13.64 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} = 0.247$$

$\mu_b = 0.247 \leq \mu_l = 0.392$  (FeE400)  $\rightarrow$  Section pas armatures Comprimées ( $A_{sc} = 0$ )

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.247}) = 0.360$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.2(1 - 0.4 \times 0.185) = 0.1668$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{cal} = \frac{13.64 \times 10^{-3}}{0.1668 \times 347.826} \times 10^4 = 2.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1):**

$$A_{min} = 0.23b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :**

On opte pour  $A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$  (Chap)

Ferraillage transversal BAEL99 (Art5.1.2.2)

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l,min} \right\} \text{ En "mm"}$$

Avec :

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle.

$\phi_t$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b_0$  : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right) = \min(5.71; 12; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

Donc la section d'armatures transversales sera  $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}$

### III.2.2.6. Vérifications nécessaires

#### III.2.2.6.1. Vérifications à ELU

##### ❖ Vérification au cisaillement

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14.89 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

##### ❖ Espacement $s_t$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Avec : } \tau_0 = 0.3 f_{t28}^* \cdot k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min \left\{ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; 3.3 \text{ MPa} \right\} = 2.1 \text{ MPa}$$

En flexion simple :  $k=1$

Armature droites :  $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.01 \times 0.9 \times 400}{12 \times 1.15 (0.68 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$s_t \leq 526.95 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9d = 16.2 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

##### ❖ Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

Appuis de rive :

$$A_l = 3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{14.89 \times 10}{400} = 0.42 \text{ cm}^2$$

### III.2.2.6.2. Vérifications à l'ELS

##### ❖ Etat limite d'ouverture des fissures

###### a) En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

##### ➤ Position de l'axe neutre :

$$b_0 \cdot \frac{y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + n \cdot A_{su}]y - \left[ (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n \cdot A_{su} \cdot d \right] = 0$$

$$\Rightarrow 12 \times \frac{y^2}{2} + [(60 - 12)4 + 15 \times 3.39]y - \left[ (60 - 12) \frac{16}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 \right] = 0$$

$\Rightarrow y = 4.78 \text{ cm} \geq h_0$  : L'axe neutre est bien dans la nervure.

➤ **Inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + n \cdot A_{su} \cdot (d - y)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4.78^3}{3} - (60 - 12) \frac{(4.78 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39(18 - 3.39)^2$$

$$I = 13030.79 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{3.80 \times 10^{-3}}{13030.79 \times 10^{-8}} \times 4.78 \times 10^{-2} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$\Rightarrow$  Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

### b) En appui

On conduit le calcul comme la section étant rectangulaire ( $12 \times 20$ )  $\text{cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$b_0 \cdot \frac{y^2}{2} + n \cdot A_{su} \cdot y - n \cdot A_{su} \cdot d = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 50.85y - 915.3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 8.82 \text{ cm}$$

➤ **Inertie :**

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + n \cdot A_{su} \cdot (d - y)^2$$

$$I = 7029.76741 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{9.94 \times 10^{-3}}{7029.76741 \times 10^{-8}} \times 8.82 \times 10^{-2} = 12.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.47 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$\Rightarrow$  Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

### ❖ **Contrainte des aciers :**

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

### ❖ **Condition de la vérification de la flèche selon CBA 93 (Article B.6.5.1):**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \cdot M_{0,ser}}$
- $\frac{10}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

$L$  : Portée de la travée entre nus d'appuis.

$h$  : Hauteur totale de la section droite.

$d$  : Hauteur utile de la section droite.

$b_0$  : Largeur de la nervure.

$M_{t,ser}$  : Moment fléchissant maximal en travée.

$M_{0,ser}$  : Moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposante sur deux appuis libres.

$f_e$  : Limite élastique en MPa .

$$a) \frac{20}{410} = 0.048 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$b) \frac{20}{410} = 0.048 \geq \frac{3.8}{10 \times 9.035} = 0.042 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$c) \frac{10}{12 \times 18} = 0.046 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

**Remarque :** Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, c'est-à-dire la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Evaluation des flèches : selon CBA** (ANNEXE D: Méthode simplifiée de calcul des flèches):

On définit la flèche nuisible comme la flèche due aux charges appliquées à partir de la pose des cloisons. On calcule :

- les flèches instantanées et différée  $f_{gi}$  et  $f_{gv}$  dues à l'ensemble des charges permanentes,
- la flèche instantanée  $f_{ji}$  due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons,
- la flèche instantanée  $f_{pi}$  due à l'ensemble des charges (G+Q) supportée par l'élément considéré.

La flèche nuisible aux cloisons à comparer aux valeurs admissible vaut :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm}$$

Avec la flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$L = 4.10m < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82cm = 8.2mm$$

On adoptera (Commentaires du B.6.5.2) les expressions suivantes pour le calcul des flèches:

$$f_{ji} = \frac{M_{jtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fji}} ; f_{gi} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fgi}} ; f_{pi} = \frac{M_{ptser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fpi}} ; f_{gv} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bv} \cdot I_{f_{gv}}}$$

➤ Les moments en travée

$$q_g = G \times 0,6$$

$$q_p = 0,6 (G + Q)$$

$$q_j = 0,6 (G - 0,75)$$

Avec :

$q_g$  : L'ensemble des charges permanentes.

$q_p$  : Charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_j$  : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Tableau III-7: Tableau des charges (terrasse).

| LES CHARGES      |                       |                       |          |          |          |
|------------------|-----------------------|-----------------------|----------|----------|----------|
| Type de Plancher | G(KN/m <sup>2</sup> ) | Q(KN/m <sup>2</sup> ) | g(KN/ml) | p(KN/ml) | j(KN/ml) |
| Terrasse         | 6.18                  | 1                     | 3.708    | 4.308    | 3.258    |

➤ Calcul des moments en travée  $M_g; M_p; M_j$ :

$$M_g = 0.63 \frac{gL^2}{8} = 0.63 \times \frac{3.708 \times 4.10^2}{8} = 4.908 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.63 \frac{pL^2}{8} = 0.63 \times \frac{4.308 \times 4.10^2}{8} = 5.702 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0.63 \frac{jL^2}{8} = 0.63 \times \frac{3.258 \times 4.10^2}{8} = 4.312 \text{ KN.m}$$

➤ Modules de Young instantané et différé

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$$

➤ Coefficients  $\lambda, \mu$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})}$$

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0157(2 + 3 \frac{12}{60})} = 2.57 \text{ Pour les déformations instantanées,}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.03 \text{ Pour les déformations de longue durée,}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \rho = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157 \text{ le pourcentage d'armatures tendues.}$$

➤ Propriété de la section

$$y_s = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s} = \frac{\frac{12 \times 20^2}{2} + (60 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18}{12 \times 20 + (60 - 12) 4 + 15 \times 3.39} = 7.66 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{12} + b_0 h \left( \frac{h}{2} - y_s \right)^2 + \frac{(b - b_0) h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left( y_s - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A_s (d - y_s)^2$$

$$I_0 = \frac{12 \times 20^3}{12} + 12 \times 20 \left( \frac{20}{2} - 7.66 \right)^2 + \frac{(60 - 12) 4^3}{12} + (60 - 12) 4 \left( 7.66 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.39 (18 - 7.66)^2 = 21157.64 \text{ cm}^4$$

Ou  $I_0$  est le moment d'inertie de la section non fissurée homogénéisée par rapport au béton,

➤ Les Contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{ser,j}(d - y_s)}{I} = 31.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{ser,g}(d - y_s)}{I} = 35.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{ser,p}(d - y_s)}{I} = 41.79 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \max \left[ 0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28})} \right] = 0.10$$

$$\mu_g = \max \left[ 0; 1 - \frac{(1.75f_{t28})}{(4\rho\sigma_{sg} + f_{t28})} \right] = 0.15$$

$$\mu_p = \max \left[ 0; 1 - \frac{(1.75f_{t28})}{(4\rho\sigma_{sp} + f_{t28})} \right] = 0.22$$

➤ Inerties fictives  $I_f$

Le BAEL (B.6.5.2 commentaires) définit un moment d'inertie fictif (ou fissurée) :

$$I_{fij} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 18515.03 \text{ cm}^4; I_{fig} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 16797.83 \text{ cm}^4;$$

$$I_{fip} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 14867.38 \text{ cm}^4; I_{fvg} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 20158.86 \text{ cm}^4$$

➤ La flèche totale  $\Delta_f$

$$\Delta_f = \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fji}} = 1.21 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fgi}} = 1.5 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ptser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fpi}} = 2.00 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bv} \cdot I_{fvg}} = 3.15 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = -1.21 - 1.5 + 2 + 3.15 = 2.44 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 2.44 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8.2 \text{ mm} \dots \dots \dots C.V$$

### III.2.2.7. Ferrailage des poutrelles (Etagé courant) :

**Tableau III-8** : Récapitulation des sollicitations de l'étage courant.

| Sollicitations | ELU   | ELS   |
|----------------|-------|-------|
| $M_a(kN.m)$    | 12.66 | 9.18  |
| $M_t(kN.m)$    | 4.62  | 3.62  |
| $T(kN)$        | 13.76 | 10.15 |

## III.2.2.7.1. Calcul à l'ELU

❖ Calcul de la section d'armatures longitudinales :

a) En travée :  $M_t = 4.62 \text{ KN.m}$ ❖ Moment équilibré par la table de compression ( $M_{tu}$ )

$$M_{Tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = 0.6 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 \left(0.9 \times 0.2 - \frac{0.04}{2}\right) = 54.413 \text{ KN.m}$$

$M_t = 4.62 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 54.413 \text{ KN.m} \rightarrow$  L'axe neutre situé dans la table de compression, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h_t$ )

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{4.62 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} = 0.016$$

$$\mu_b = 0.016 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)} \rightarrow \text{Section pas armatures comprimées (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.0201$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.2(1 - 0.4 \times 0.0201) = 0.1785$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{4.62 \times 10^{-3}}{0.1785 \times 347.826} \times 10^4 = 0.74 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.3 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :

$$A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) En appui :  $M_a = 12.66 \text{ KN.m}$ 

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h_t$ )

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{12.66 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.9 \times 0.2)^2 \times 14.17} = 0.229$$

$$\mu_b = 0.229 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)} \rightarrow \text{Section pas armatures comprimées (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.229}) = 0.329$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.2(1 - 0.4 \times 0.329) = 0.156$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{cal} = \frac{12.66 \times 10^{-3}}{0.156 \times 347.826} \times 10^4 = 2.33 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1):

$$A_{min} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :**

$$A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 (\text{Chap})$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l,min} \right\} \text{ en "mm"}$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right) = \min(5.71; 12; 12) = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

Donc la section d'armatures transversales sera  $A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

**III.2.2.8. Vérifications nécessaires**

**III.2.2.8.1. Vérifications à ELU**

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13.76 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Espacement  $S_t$**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Avec : } \tau_0 = 0.3 f_{t28}^* \cdot k \quad \text{et} \quad f_{tj}^* = \min \left\{ \begin{matrix} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \\ 3.3 \text{ MPa} \end{matrix} \right. = 2.1 \text{ MPa}$$

En flexion simple :  $k=1$

Armature droites :  $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.01 \times 0.9 \times 400}{12 \times 1.15 (0.64 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$s_t \leq 2634.78 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \begin{cases} 0.9d = 16.2 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = 16.2 \text{ cm}$$

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

❖ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

Appuis de rive :

$$A_l = 3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{13.64 \times 10}{400} = 0.39 \text{ cm}^2$$

### III.2.2.8.2. Vérifications à l'ELS

#### ❖ Etat limite d'ouverture des fissures

##### a) En travée :

$y = 4.78 \text{ cm} \geq h_0$  : L'axe neutre est bien dans la nervure.

##### ➤ Inertie :

$$I = 13030.75 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{3.62 \times 10^{-3}}{13030.75 \times 10^{-8}} \times 4.78 \times 10^{-2} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

##### b) En appui

On conduit le calcul comme la section étant rectangulaire  $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

##### ➤ Position de l'axe neutre :

$$y = 8.82 \text{ cm}$$

##### ➤ Inertie :

$$I = 7029.76741 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{9.18 \times 10^{-3}}{7029.76741 \times 10^{-8}} \cdot 8.82 \times 10^{-2} = 11.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.51 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

#### ❖ Contrainte des aciers :

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

#### ❖ Condition de la vérification de la flèche selon CBA 93 (Article B.6.5.1):

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \cdot M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 \geq \frac{3.62}{10 \times 8.34} = 0.043 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$\text{c) } \frac{10}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10}{12 \times 18} = 0.046 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

**Remarque :** Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées, c'est-à-dire la vérification de la flèche est nécessaire.

#### ❖ Evaluation des flèches : selon CBA (ANNEXE D: Méthode simplifiée de calcul des flèches):

$$L = 3.86 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{386}{500} = 0.77 \text{ cm} = 7.7$$

##### ➤ Les moments en travée

$$q_g = G \times 0.6$$

$$q_p = 0.6 (G + Q)$$

$$q_j = 0.6 (G - 0.75$$

Tableau III-9: Tableau des charges (Etagé courant).

| LES CHARGES      |             |             |            |            |            |
|------------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|
| Type de Plancher | $G(KN/m^2)$ | $Q(KN/m^2)$ | $g(KN/ml)$ | $p(KN/ml)$ | $j(KN/ml)$ |
| Etagé courant    | 5.11        | 1.5         | 3.06       | 3.96       | 2.29       |

➤ Calcul des moments en travée  $M_g; M_p; M_j$ :

$$M_g = 0.63 \frac{gL^2}{8} = 0.63 \times \frac{3.06 \times 4.10^2}{8} = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.63 \frac{pL^2}{8} = 0.63 \times \frac{3.96 \times 4.10^2}{8} = 5.242 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0.63 \frac{jL^2}{8} = 0.63 \times \frac{2.29 \times 4.10^2}{8} = 3.03 \text{ KN.m}$$

➤ Modules de Young instantané et différé

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$$

➤ Coefficients  $\lambda, \mu$

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0157(2 + 3 \frac{12}{60})} = 2.57 \text{ Pour les déformations instantanées,}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.03 \text{ Pour les déformations de longue durée,}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \rho = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157 \text{ le pourcentage d'armatures tendues.}$$

➤ Propriété de la section

$$y_s = 7.66 \text{ cm}$$

$$I_0 = 21157.64 \text{ cm}^4$$

Ou  $I_0$  est le moment d'inertie de la section non fissurée homogénéisée par rapport au béton,

➤ Les Contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{ser,j}(d - y_s)}{I} = 22.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{ser,g}(d - y_s)}{I} = 29.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{ser,p}(d - y_s)}{I} = 38.41 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \max \left[ 0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28})} \right] = 0$$

$$\mu_g = \max \left[ 0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28})} \right] = 0.072$$

$$\mu_p = \max \left[ 0; 1 - \frac{(1.75 f_{t28})}{(4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28})} \right] = 0.185$$

➤ Inerties fictives  $I_f$

Le BAEL (B.6.5.2 commentaires) définit un moment d'inertie fictif (ou fissurée) :

$$I_{fij} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 23273.4 \text{ cm}^4; I_{fig} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 19639.34 \text{ cm}^4;$$

$$I_{fip} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 15773.76 \text{ cm}^4; I_{fvg} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 21666.6 \text{ cm}^4$$

➤ La flèche totale  $\Delta_f$

$$\Delta_f = \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fji}} = 0.68 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fgi}} = 1.07 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ptser} \cdot L^2}{10E_{bi} \cdot I_{fpi}} = 1.73 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gtser} \cdot L^2}{10E_{bv} \cdot I_{fvg}} = 2.9 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.9 - 0.68 + 1.73 - 1.07 = 2.88 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 2.88 \text{ mm} \leq f_{adm} = 7.7 \text{ mm} \dots \dots \dots C.V$$

### III.2.3. Etude de la dalle de compression

D'après le BAEL 91 (B.6.8, 423), les sections des armatures sont calculées comme suit :

$$\text{Armatures perpendiculaires aux poutrelles } A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$\text{Armatures parallèles aux poutrelles : } A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5\phi \frac{5}{\text{ml}} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots CBA$$

$$A_{\parallel} = 5\phi \frac{4}{\text{ml}} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots CBA$$

### III.2.4. Schéma de ferrailage :

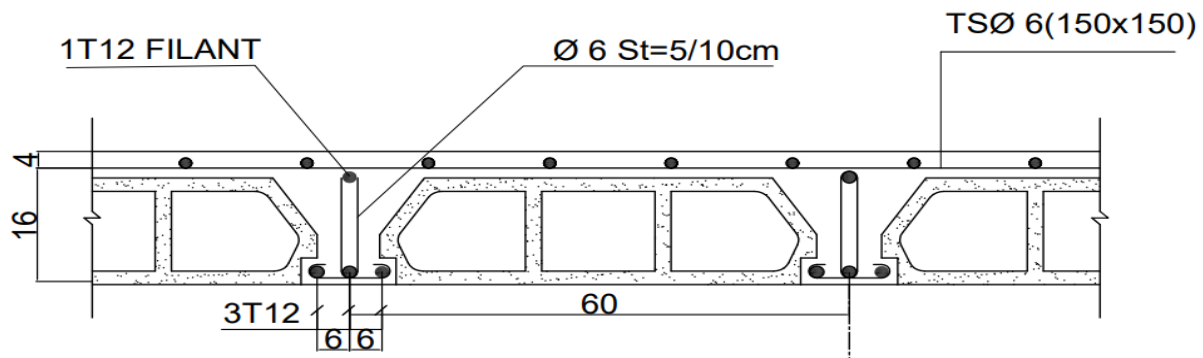


Figure III-3: Schéma de ferrailage des poutrelles

### III.3. Plancher en dalle pleine :

Les dalles en béton sont des éléments rectangulaires de dimension  $l_x$  et  $l_y$  appuyés sur 2,3 ou 4côtés. Nous désignerons par la  $l_x$  plus petite dimension de la dalle et  $l_y$  la plus grande.

Dans l'étude des dalles, on considère généralement une bande de 1m de largeur c.à.d. la section transversale vaut ( $h \times 100$  cm).

Supposant que la dalle est uniformément chargée, Pour le calcul des dalles nous distinguerons 2 cas :

- Dalle portée sur deux sens si :  $0,4 \leq \alpha \leq 1$
- Dalle n'est portée que dans un seul sens si :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$
- Plancher de RDC :  $\begin{cases} G = 6.26 \text{ (KN)} \\ Q = 2.5 \text{ (m}^2\text{)} \end{cases}$

#### III.3.1. Combinaisons fondamentales :

A l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)b \quad ; b=1\text{ml}$$

$$q_u = (1.35 \times 6.26 + 1.5 \times 2.5) = 12.2 \text{ kn/m}$$

A l'ELS :

$$q_{ser} = (G + Q)b$$

$$q_{ser} = (6.26 + 2.5) = 8.76 \text{ kn/m}$$

#### III.3.2. Détermination des sollicitations :(panneau de rive)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{410}{420} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.}$$

A l'ELU :

❖ Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = \frac{(0.97-0.95)(0.037-0.041)}{(1-0.95)} + 0.041 = 0.039 \text{ (Annexe 1)}$$

$$\mu_y = \frac{(0.97-0.95)(1-0.887)}{(1-0.95)} + 0.887 = 0.932$$

$$M_{0x} = 0.039 \times 12.2 \times 4.1^2 = 7.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.932 \times 7.99 = 7.44 \text{ KN.m}$$

❖ Moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 7.99 = 4.00 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 7.44 = 3.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travée :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 7.99 = 6.80 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 7.44 = 6.32 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ Effort tranchant:

$$\alpha = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{q_u l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{7.99 \times 4.10}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.97}{2}} = 11.02 \text{ KN} \\ T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{7.99 \times 4.10}{3} = 10.91 \text{ KN} \end{cases}$$

**A l'ELS :**

❖ Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = \frac{(0.97-0.95)(0.044-0.048)}{(1-0.95)} + 0.041 = 0.046 \text{ (Annexe 1)}$$

$$\mu_y = \frac{(0.97-0.95)(1-0.932)}{(1-0.95)} + 0.932 = 0.5768$$

$$M_{0x} = 0.046 \times 8.76 \times 4.1^2 = 6.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.5768 \times 6.77 = 3.90 \text{ KN.m}$$

❖ Moments en appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 6.77 = 3.39 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 3.9 = 1.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 6.77 = 5.75 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 3.9 = 2.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant:

$$\alpha = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{q_{ser} l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{8.76 \times 4.1}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.97}{2}} = 12.09 \text{ KN} \\ T_y = \frac{q_{ser} l_x}{3} = \frac{8.76 \times 4.1}{3} = 11.97 \text{ KN} \end{cases}$$

**Tableau III-10 : Récapitulation des sollicitations a L'ELU et ELS**

| Combinaisons | ELU   |      | ELS   |       |
|--------------|-------|------|-------|-------|
| Sens         | x-x   | y-y  | x-x   | y-y   |
| $M_a$        | 4     | 3.72 | 3.39  | 1.95  |
| $M_t$        | 6.8   | 6.32 | 5.75  | 2.93  |
| $T$          | 11.02 | 10.9 | 12.09 | 11.97 |

**III.3.3. Ferrailage de la dalle :**

Le Ferrailage sera calculé à l'État limite ultime A ELU Pour b = 1 ml

➤ **Sens X-X**

a) **En travée :**  $M_{tx} = 6.32 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.32 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.14^2} = 0.0137$$

$$\mu_{bu} = 0.0137 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.017$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{6.32 \times 10^{-3}}{0.178 \times 347.826} \times 10^4 = 1.02 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min}$$

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0.97}{2} \times 1.6 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 1.02 \text{ cm}^2 \leq A_{x \min} = 1.62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{tx} = A_{x \min} = 1.62 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres : 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

b) **En appuis:**  $M_{ax} = 4 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.14^2} = 0.008$$

$$\mu_{bu} = 0.008 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.01$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1792 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{4 \times 10^{-3}}{0.1792 \times 347.826} \times 10^4 = 0.64 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{ax} = 0.64 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ax} = A_{x \min} = 1.62 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres : 04HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

➤ **Sens y-y**

a) **En travée:**  $M_{ty} = 6.32 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.32 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.0137$$

$$\mu_{bu} = 0.0137 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0172$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{6.32 \times 10^{-3}}{0.178 \times 347.826} \times 10^4 = 1.02 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 1.02 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ty} = A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres : 04HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

b) **En appuis:**  $M_{ay} = 3.72 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.008$$

$$\mu_{bu} = 0.008 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.010$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{0.179 \times 347.826} \times 10^4 = 0.59 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{ay} = 0.44 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ay} = A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres : 04HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

Tableau III-11 : récapitulation des résultats de ferrailage

|          |        | Choix                        |
|----------|--------|------------------------------|
| Sens x-x | Appui  | 4HA12 = 4.52 cm <sup>2</sup> |
|          | Travée | 4HA12 = 4.52 cm <sup>2</sup> |
| Sens y-y | Appui  | 4HA12 = 4.52 cm <sup>2</sup> |
|          | Travée | 4HA12 = 4.52 cm <sup>2</sup> |

❖ Espacement:

Cas des charges réparties (fissuration peu préjudiciable).

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot h \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right\} = 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{tx} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot h \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 80 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} = 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{ty} = 25 \text{ cm}$$

III.3.4. Vérification à L'ELU :

III.3.4.1. Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u, \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{11.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

III.3.4.2. Vérification de poinçonnement:

$$q_u \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow q_u = 7.99 \times 10^{-3} \leq 0.045 \times 2 \times (4.1 + 4.2) \times 0.2 \times \frac{25}{1.5}$$

$$\Rightarrow q_u = 0.0079 \text{ MN/m} \leq 2.49 \text{ MN/m} \dots \dots \dots C.V$$

III.3.5. Vérification à L'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \text{Acier } f_e E400 \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \end{array} \right.$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ Sens xx :

a) En travée :  $M_{t,u} = 6.8 \text{ kN} \cdot \text{m} ; M_{t,ser} = 5.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.015$$

$$\gamma = \frac{6.8}{5.75} = 1.18$$

$$\alpha = 0.04 \leq \frac{1.18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

**b) En appui :**  $M_{a,u} = 4kN.m$  ;  $M_{a,ser} = 3.39 kN.m$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.007$$

$$\gamma = \frac{4}{3.39} = 1.18$$

$$\alpha = 0.007 \leq \frac{1.18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ **Sens y-y :**

**a) En travée :**  $M_{t,u} = 6.32kN.m$  ;  $M_{t,ser} = 2.93 kN.m$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0112$$

$$\gamma = \frac{6.32}{2.93} = 2.15$$

$$\alpha = 0.0112 \leq \frac{0.87 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.825 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

**b) En appui :**  $M_{a,u} = 3.72kN.m$  ;  $M_{a,ser} = 1.95 kN.m$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0075$$

$$\gamma = \frac{3.72}{1.95} = 1.9$$

$$\alpha = 0.0075 \leq \frac{1.9 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.7 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

❖ **Contrainte des aciers :**

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx,ser}}{20M_{0x,ser}} \Rightarrow \frac{0.2}{4.1} = 0.057 \geq \frac{5.75}{20 \times 6.77} = 0.042 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \cdot 18} = 0.0025 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots C.V$$

## III.3.6. Schéma de ferrailage :

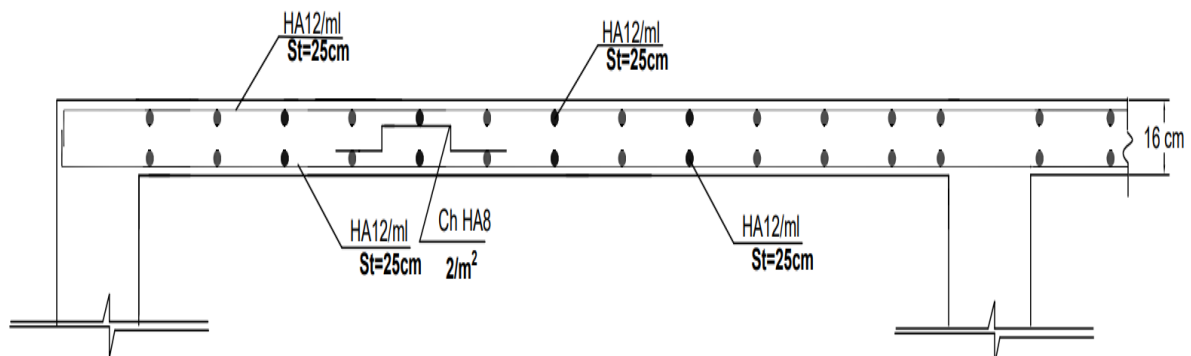


Figure III-4: Schéma de ferrailage de dalle pleine

## III.4. Conclusion

Les plancher est l'élément sur lequel on vit et on exploite un bâtiment, don il doit être performant dans les différents rôles qu'il joue (support des charges, isolation, séparation entre niveau..).

# **Chapitre IV: Etude des éléments secondaires**

## IV.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie cloisons...) ou en béton (acrotère, escaliers, balcon...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Acrotère
- Escalier
- Balcon
- Ascenseur

## IV.2. Etude de L'acrotère :

L'acrotère est un mur d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne jonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit. Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ( $Q = 1 \text{ KN/m}$ ) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse. Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

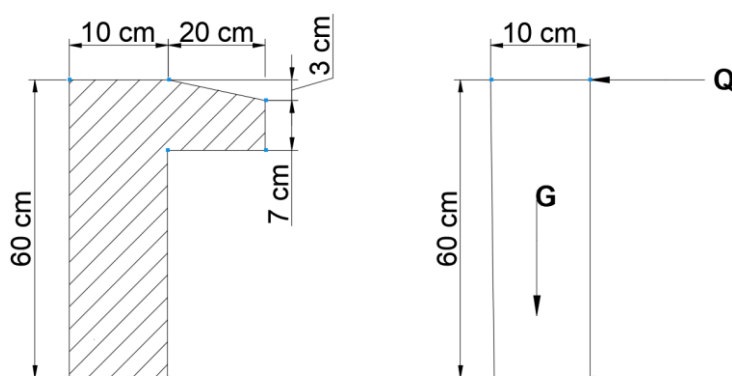


Figure IV-1: Coupe verticale sur l'acrotère

#### IV.2.1 Evaluation des charges :

##### ➤ La charge permanente :

Section de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,2) + \left( \frac{0,2 \times 0,03}{2} \right) \Rightarrow S = 0,077 m^2$$

Le Poids propre :

$$G_1 = S \cdot \gamma_{BA} \Rightarrow G_1 = 0,077 \times 25 \Rightarrow G_1 = 1,925 \text{ KN/m}$$

Le Poids d'enduit ciment extérieur (e = 2cm) :

$$G_2 = U \cdot e \cdot \gamma_{ciment} \Rightarrow G_2 = 1,47 \times 0,02 \times 18 \Rightarrow G_2 = 0,53 \text{ KN/m}$$

Le poids total :

$$W_p = G_1 + G_2 \Rightarrow W_p = 1,925 + 0,53 \Rightarrow W_p = 2,46 \text{ KN/m}$$

##### ➤ La charge due à la main courante

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

##### ➤ La force sismique horizontale :

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

avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone I)  $A = 0,1$

$C_p$  : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ )

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,46$$

$$F_p = 0,79 \text{ KN/m}$$

#### IV.2.2 Combinaisons des charges :

ELU :

$$\text{Effort normal} \Rightarrow N_u = 1,35 W_p \Rightarrow N_u = 1,35 \times 2,46 \Rightarrow N_u = 3,32 \text{ KN}$$

$$\text{Moment fléchissant} \Rightarrow M_u = 1,5 F_p \cdot h \Rightarrow M_u = 1,5 \times 0,79 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 0,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant} \Rightarrow T_u = 1,5 F_p \Rightarrow T_u = 1,5 \times 0,79 \Rightarrow T_u = 1,18 \text{ KN}$$

ELS :

$$\text{Effort normal} \Rightarrow N_s = W_p \Rightarrow N_s = 2,46 \text{ KN}$$

$$\text{Moment fléchissant} \Rightarrow M_s = F_p \times h \Rightarrow M_s = 0,79 \times 0,6 \Rightarrow M_s = 0,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant} \Rightarrow T_s = F_p \Rightarrow T_s = 0,79 \text{ KN}$$

#### IV.2.3 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité de 1<sup>er</sup> ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0,71}{3,32} \Rightarrow e_1 = 0,21 \text{ m}$$

L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

L'excentricité de 2<sup>ème</sup> ordre :

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

$\alpha$  : le rapport du moment premier ordre

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \left( 1 - \frac{0,71}{1,5 \times 0,47} \right) \Rightarrow \alpha = -0,071$$

$L_f$  : longueur de flambement

$$L_f = 2L_0 \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 \Rightarrow L_f = 1,2 \text{ m}$$

$\varnothing$  : Le rapport de la déformation finale

$$\varnothing = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,6} (2 + (-0,071 \times 2)) \Rightarrow e_2 = 0,0016 \text{ m}$$

Excentricité total :

$$e = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow e = 0,21 + 0,02 + 0,0016 \Rightarrow e = 0,23 \text{ m}$$

#### IV.2.4 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :

Calcul du moment Fictif :

$$M_F = N_u \left( e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \right) \Rightarrow M_F = 3,32 \left( 0,23 + \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) \right) \Rightarrow M_F = 0,90 \text{ KN.m}$$

**Le moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,90 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0099$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) \Rightarrow \mu_{bc} = 0,493$$

$$\mu_{bu} = 0,0099 \leq \mu_{bc} = 0,493$$

La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple.

#### IV.2.5 Calcul de ferrailage :

##### ➤ Ferrailage longitudinales:

En flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,90 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0099$$

$$\mu_{bu} = 0,0099 \text{ p } \mu_l = 0,392 \text{ (FeE400)}$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,080 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0,0099 \text{ p } \mu_{AB} = 0,186$$

pivot A

$$\xi_{st} = 10 \text{ ‰}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_F}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A_{st} = \frac{0,90 \times 10^{-3}}{347,83 \times 0,080} \times 10^4 \Rightarrow A_{st} = 0,32 \text{ cm}^2$$

En flexion compose :

$$A_{Fc} = A_{st} - \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_{Fc} = 0,32 - \frac{3,32 \times 10^{-3}}{347,83} \times 10^4 \Rightarrow A_{Fc} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

Section maximale :

$$A_{\max} = \frac{0,2B}{100} \Rightarrow A_{\max} = \frac{0,2 \times 100 \times 10}{100} \Rightarrow A_{\max} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{st}; A_{\min}; A_{\max}) = 2 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :** 5HA8  $\Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$

➤ **Les armatures de répartition :**  $A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,51}{4} \Rightarrow A_r = 0,63 \text{ cm}^2$

**Choix des barres :** 4Ø6  $\Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$

#### IV.2.6 Vérification d'effort tranchant :

Pour des fissurations préjudiciables

$$T_u = 1,18 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau = \frac{1,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\tau = 0,015\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

#### IV.2.7 Vérification de séisme :

$$F_p \leq 1,5Q \Rightarrow 0,79 \leq 1,5 \times 1 \Rightarrow 0,79 \text{ KN/m} \leq 1,5 \text{ KN/m} \dots\dots\dots CV$$

IV.2.8 Schéma de ferrailage :

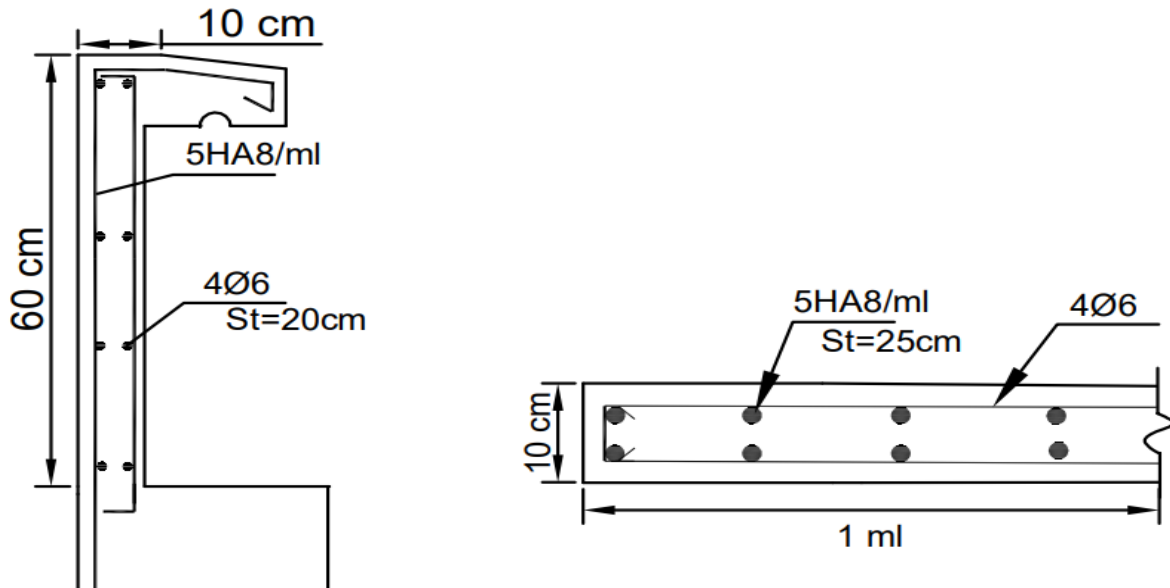


Figure IV-2: Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.3. Etude du balcon :

IV.3.1. Définition :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine il est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

IV.3.2. Pré-dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_b \leq \frac{L}{10}$$

$e_b$ : Epaisseur du balcon

$L$ : largeur du console = 1.58 m

$$\frac{150}{30} \leq e_b \leq \frac{150}{10} \Rightarrow 5.00 \text{ cm} \leq e_b \leq 15 \text{ cm}$$

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

IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges :

1. Charge Permanente(G):

Tableau. IV.1: Descente des charges (balcon)

| N°                          | Désignations             | $E_p(cm)$ | Masse volumique ( $KN/m^3$ ) | Poids ( $KN/m^2$ ) |
|-----------------------------|--------------------------|-----------|------------------------------|--------------------|
| 1                           | Carrelage                | 2         | 20                           | 0.40               |
| 2                           | Mortier de ciment.       | 2         | 20                           | 0.40               |
| 3                           | Lit de sable             | 2         | 18                           | 0.36               |
| 4                           | Plancher en dalle pleine | 15        | 25                           | 3.75               |
| 5                           | Enduit en ciment         | 2         | 18                           | 0.36               |
| Total Charge permanente (G) |                          |           |                              | 5.27               |

2. Charge concentrée(P):

Tableau. IV.2: Charge concentrée.

| N°                          | Désignations               | $E_p(cm)$ | Poids ( $KN/m^2$ ) |
|-----------------------------|----------------------------|-----------|--------------------|
| Æ                           | Enduit extérieur en ciment | 2         | 0.36               |
| 3                           | Briques creuses            | 10        | 0.9                |
| 4                           | Enduit intérieur en ciment | 2         | 0.28               |
| Total Charge permanente (G) |                            |           | 1.54               |

Hauteur du mur :  $H = 1.2m$

$$P = 1.54 \times 1.2 \times 1 = 1.85 \text{ kN}$$

3. Charge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

IV.3.4. Détermination des sollicitations :

a) Combinaisons d'action :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m linéaire.

✓ ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 12.36 \text{ kN/ml}$$

$$p_u = 1.35p = 2.49 \text{ kN}$$

✓ ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 8.77 \text{ kN/ml}$$

$$p_{ser} = p = 1.85 \text{ kN}$$

b) Moments fléchissant et efforts tranchants :

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{max} = \frac{q \times l^2}{2} + p \times l \\ T_{max} = q \times l + p \end{cases}$$

✓ ELU :

$$M_{max} = 17.64 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 21.03 \text{ kN}$$

✓ ELS :

$$M_{max} = 12.64 \text{ kN.m}$$

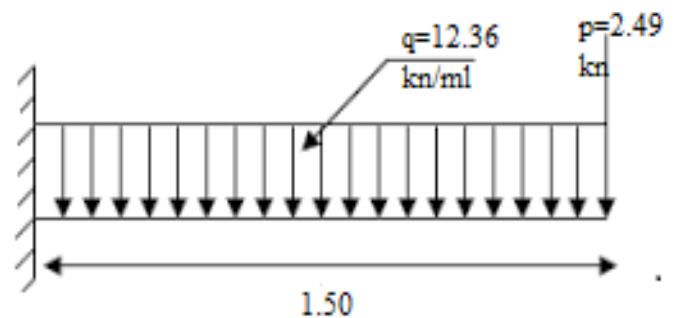


Schéma de statique

$$T_{max} = 15kN$$

#### IV.3.5. Ferrailage du Balcon :

##### ❖ Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{17.64 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} = 0.0683$$

$$\mu = 0.0683 \leq \mu_l = 0.392 (FeE400) \rightarrow \text{Section pas armatures Comprimées } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0683}) = 0.0885$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.9 \times 0.15(1 - 0.4 \times 0.0885) = 0.1302$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{cal} = \frac{17.64 \times 10^{-3}}{0.1302 \times 347.826} \times 10^4 = 3.9 \text{ cm}^2$$

##### ❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.63 \text{ cm}^2$$

##### ❖ Choix des barres :

$$\text{On opte pour } A_{su} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 3.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

##### ❖ Espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(45 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

##### ❖ Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{3.89}{4} = 0.97 \text{ cm}^2$$

##### ❖ Choix des barres: 4T08 = 2.01 cm<sup>2</sup>

##### ❖ Espacement :

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

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

#### IV.3.6. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{21.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.155 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### IV.3.7. Vérification de la flèche:

Position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{(b \times h) \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{(b \times h) + n \times A}$$

$$y_1 = \frac{(100 \times 15) \times \frac{15}{2} + 15 \times 4.52 \times 13.5}{(100 \times 15) + 15 \times 4.52} = 7.76 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 7.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \frac{by_2^3}{3} + n \times A(d - y_1)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 7.76^3}{3} + \frac{100 \times 7.24^3}{3} + 15 \times 4.52(13.5 - 7.76)^2$$

$$\Rightarrow I = 30460.25 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^4}{8EI} = \frac{8.77 \times 1.50^4 \times 10^8}{8 \times 32164.20 \times 30460.25} = 0.566 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{p_{\text{ser}} \cdot l^3}{3EI} = \frac{1.8 \times 1.50^3 \times 10^8}{3 \times 32164.20 \times 30460.25} = 0.206 \text{ mm}$$

$$f_t = f_1 + f_2 = 0.772 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{1580}{250} = 6.32 \text{ mm}$$

$$f_t = 0.772 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 6.32 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

#### IV.3.8. Le contre poids :

##### Poids de balcon :

$$G_1 = e \cdot L \cdot b \cdot \gamma_{BA} = 0.15 \times 1.50 \times 1 \times 25 = 5.63 \text{ KN}$$

##### Poids de contre balancement :

$$G_2 = e \cdot x \cdot b \cdot \gamma_{BA} = 0.15X \times 1 \times 25 = 3.75X \text{ KN}$$

$$G_2 = 60\%G_1 = 3.37 \text{ KN}$$

$$G_2 = 3.75X = 3.37 \text{ KN} \Rightarrow X = 0.9 \text{ m}$$

#### IV.3.9. Schéma de ferrailage

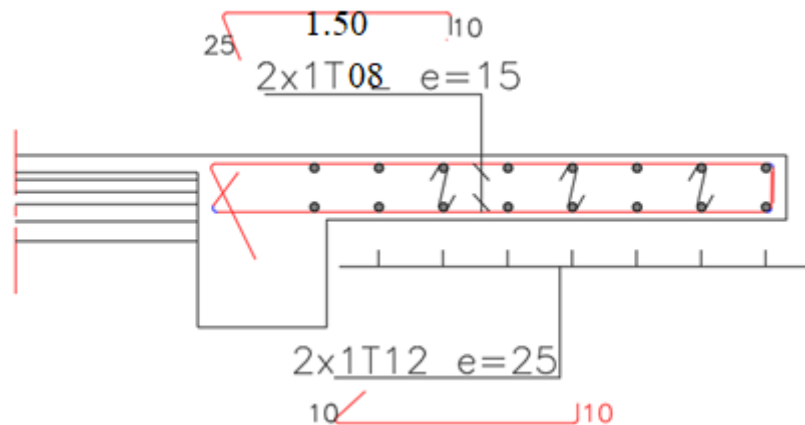


Figure IV-3 : Schéma de ferrailage du balcon

#### IV.4. Etude d'escalier:

##### IV.4.1. Définition:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

##### IV.4.2. Description:

L'escalier se compose généralement par:

- ✓ **La paillasse** : une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contremarches.

- ✓ **Palier de repos** : L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos ,elle permet aux usagers de se reposer.
- ✓ **L'emmarchement** : la longueur d'une marche
- ✓ **Le giron (g)** : la largeur d'une marche
- ✓ **Contre marche (h)** : la hauteur de marche.
- ✓ **Garde de corps** : a pour rôle d'éviter les risques de chute.

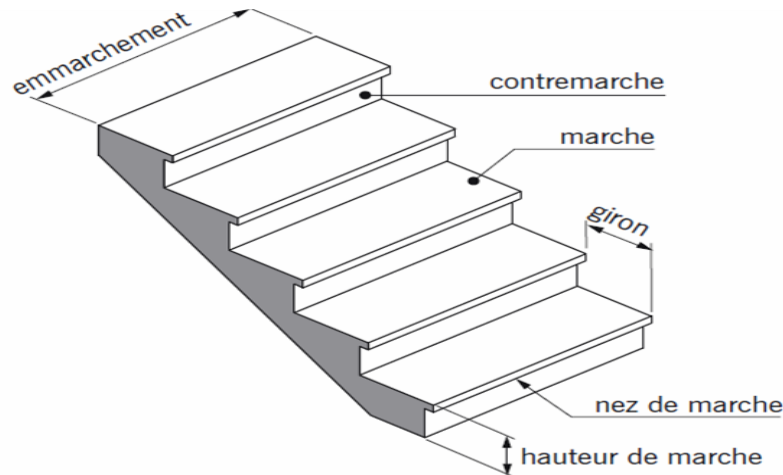


Figure IV.4 : Coupe descriptive d'un escalier

#### IV.4.3. Pré dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches « g » et contre marche « h » on utilise généralement la formule de « Blondel »

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

- h : hauteur de contre marche la plus courante varie de 15 à 20 cm
- g « giron » la dimension de la marche la plus courante varie de 22 à 33 cm
- H : hauteur de la volée.
- n : nombre de contre marches
- L : longueur de la volée.

#### Escalier RDC et étage courant :

La hauteur d'étage  $H = 3,06 \text{ m}$

La hauteur de la contre marche :  $h = 17 \text{ cm}$

Le giron :  $g = 30 \text{ cm}$

$$\text{Le nombre de contre marche : } n = \frac{H_e}{2h} = \frac{306}{2 \times 17} = 9$$

Le nombre de marche : 9

On aura donc

$$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

Alors on va opter pour une volée de 09 contre marches.

N.B : nous adoptons 09 contre marches de 17 cm. et 09 marches de 30 cm.

L'angle d'inclinaison

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.21^\circ$$

La longueur de volée :

$$L' = \frac{H_1}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin (32.21)} = 2.78 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse et de palier :

$$L_T = L + L_p = 2.40 + 1.50 = 3.90 \text{ m}$$

$$\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20} \Rightarrow 13 \text{ cm} \leq e \leq 19.5 \text{ cm}$$

On prendre  $e_{pai} = e_p = 15 \text{ cm}$

#### IV.4.4. Descente des charges :

**Tableau IV.3 :** Evaluation des charges de la paillasse.

|   | Chargement                                                      | Poids KN /m2 |
|---|-----------------------------------------------------------------|--------------|
| 1 | Carrelage horizontal (e = 2 cm)                                 | 0.44         |
| 2 | Mortier de pose horizontal (e = 2 cm)                           | 0.40         |
| 3 | Carrelage verticale (e = 2 cm)                                  | 0.25         |
| 4 | Mortier de pose verticale (e = 2 cm)                            | 0.23         |
| 5 | Marche en béton armé (h= 17 cm ; [(25x 0,17)/2])                | 2.13         |
| 6 | Paillasse en béton armé (e= 15 cm ; [(25x 0,15)/cos32.21])      | 4.43         |
| 7 | Enduit en ciment sous Paillasse (e = 2 cm ; 0,18 x 2/cos 32.21) | 0.43         |
| 8 | Garde-corps                                                     | 1            |
|   | Charge permanente                                               | 9.20         |
|   | Surcharge d'exploitation                                        | 2.5          |

**Tableau IV.4 :** Evaluation des charges du palier

|   | Chargement                                         | Poids KN /m2 |
|---|----------------------------------------------------|--------------|
| 1 | Carrelage (e= 2 cm)                                | 0.44         |
| 2 | Mortier de pose (e= 2 cm)                          | 0.40         |
| 3 | Dalle pleine en béton armé (e = 15 cm ; 25 x 0,15) | 3.75         |
| 4 | Enduit en ciment sous palier (e = 2 cm ; 0,18 x 2) | 0.36         |
|   | Charge permanente                                  | 4.95         |
|   | Surcharge d'exploitation                           | 2.5          |

## IV.4.5. Exemple de calcul :

## ➤ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bonde de 1ml

Tableau IV.5: Combinaison de calcul.

| Combinaison |                                      | Paillasse( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) | palier( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) |
|-------------|--------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| ELU         | $(1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml}$ | 16.17                               | 10.43                            |
| ELS         | $(G + Q) \times 1 \text{ ml}$        | 11.70                               | 7.45                             |

$$\frac{q_{\text{pail}} - q_{\text{pal}}}{q_{\text{pail}}} \Rightarrow \frac{16.05 - 10.43}{10.43} = 35.01\% \text{ f } 10\%$$

Donc le chargement est composé de la charge appliquée sur la Paillasse et celle sur le palier

## ❖ A ELU :

## ❖ Schéma statique :

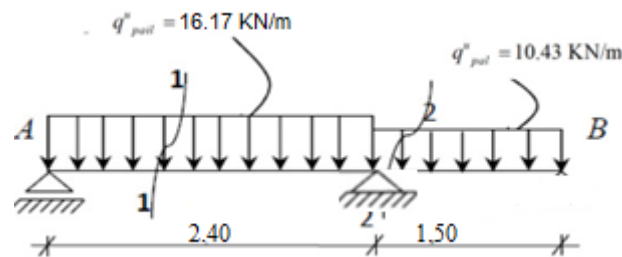


Figure IV.5 : Schéma statique de la charge appliquée sur la Paillasse et le palier (ELU)

## ❖ Détermination des réactions :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = 10.43 \times 1.5 + 16.17 \times 2.4$$

$$\Rightarrow V_A + V_B = 54.45 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 16.17 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + 10.43 \times 1.5 \times \left(2.4 + \frac{1.5}{2}\right) - 2.40 V_B = 0$$

$$\Rightarrow V_B = 39.93 \text{ kN}$$

$$V_A = 14.52 \text{ kN}$$

## ❖ Les moments fléchissant et L'effort tranchant:

Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = 14.52x - 16.17 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 14.52 - 16.17x \end{cases}$$

Pour  $x=0$  :  $\begin{cases} M(0) = 0 \\ T(0) = 14.52 \text{ kN} \end{cases}$

Pour  $x=2.4 \text{ m}$  :  $\begin{cases} M(2.4) = -11.52 \text{ KN.m} \\ T(2.4) = -24.28 \text{ kN} \end{cases}$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -16.17x + 14.52 = 0$$

$$\Rightarrow x = 0.89 \text{ m}$$

$$M(0.89) = 6.51 \text{ KN.m.}$$

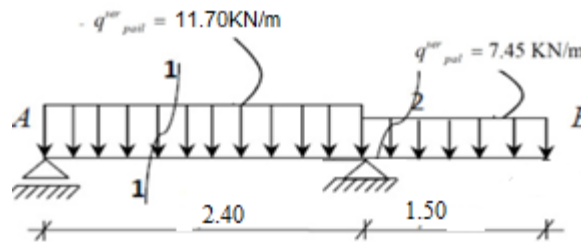
**Section 2-2 :**  $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -5.21x^2 \\ T(x) = 10.43x \end{cases}$$

Pour  $x=0 \text{ m}$  :  $\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ T(0) = 0 \text{ kN} \end{cases}$

Pour  $x=1.5 \text{ m}$  :  $\begin{cases} M(1.5) = -11.72 \text{ KN.m} \\ T(1.5) = 15.62 \text{ kN} \end{cases}$

❖ **A ELS :**



❖ **Détermination des réactions :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = 11.70 \times 2.4 + 7.45 \times 1.5$$

$$\Rightarrow V_A + V_B = 39.25 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 11.70 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + 7.45 \times 1.5 \times \left(2.4 + \frac{1.5}{2}\right) - 2.40 V_B = 0$$

$$\Rightarrow V_B = 28.70 \text{ kN}$$

$$V_A = 10.55 \text{ kN}$$

❖ **Les moments fléchissant et L'effort tranchant:**

**Section 1-1 :**  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = 10.55x - 11.70 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 10.55 - 11.70x \end{cases}$$

Pour  $x=0$  :  $\begin{cases} M(0) = 0 \\ T(0) = 10.55 \text{ kN} \end{cases}$

Pour  $x=2.4 \text{ m}$  :  $\begin{cases} M(2.4) = -8.3 \text{ KN.m} \\ T(1.6) = -17.17 \text{ kN} \end{cases}$

$$T(x) = 0 \text{ m} \Rightarrow -11.70x + 10.55 = 0.9$$

$$\Rightarrow x = 0.9 \text{ m}$$

$$M(0.90) = 4.75 \text{ KN.m}$$

**Section 2-2 :**  $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = -3.72x^2 \\ T(x) = 7.45x \end{cases}$$

Pour  $x=0$  :  $\begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ T(0) = 0 \text{ kN} \end{cases}$

Pour  $x=1.5 \text{ m}$ :  $\begin{cases} M(1.5) = -5.58 \text{ KN.m} \\ T(1.5) = 11.17 \text{ kN} \end{cases}$

**Les sollicitations maximales:**

**Tableau IV.6:** Les sollicitations maximales de l'escalier

| Sollicitation       | ELU   | ELS   |
|---------------------|-------|-------|
| $M_t (\text{KN.m})$ | 9.79  | 7.05  |
| $M_a (\text{KN.m})$ | 3.45  | 2.49  |
| $T (\text{KN})$     | 24.28 | 17.17 |

#### IV.4.6. Calcul de ferrailage :

❖ En travée :

❖ Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.79 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} = 0.037$$

$$\mu_{bu} = 0.037 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.132$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.79 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347.826} \times 10^4 = 2.13 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{min}) = 2.13 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres :  $6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$

❖ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des barres:  $6HA8 = 2.26 \text{ cm}^2$

❖ En appui :

❖ Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.45 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} = 0.013$$

$$\mu_{bu} = 0.013 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

❖  $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.016$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.134$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.45 \times 10^{-3}}{0,134 \times 347.826} \times 10^4 = 0.74 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{min}) = 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres:** 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 1HA12 = 1.13 cm<sup>2</sup>

**IV.4.7. Schéma de ferrailage :**

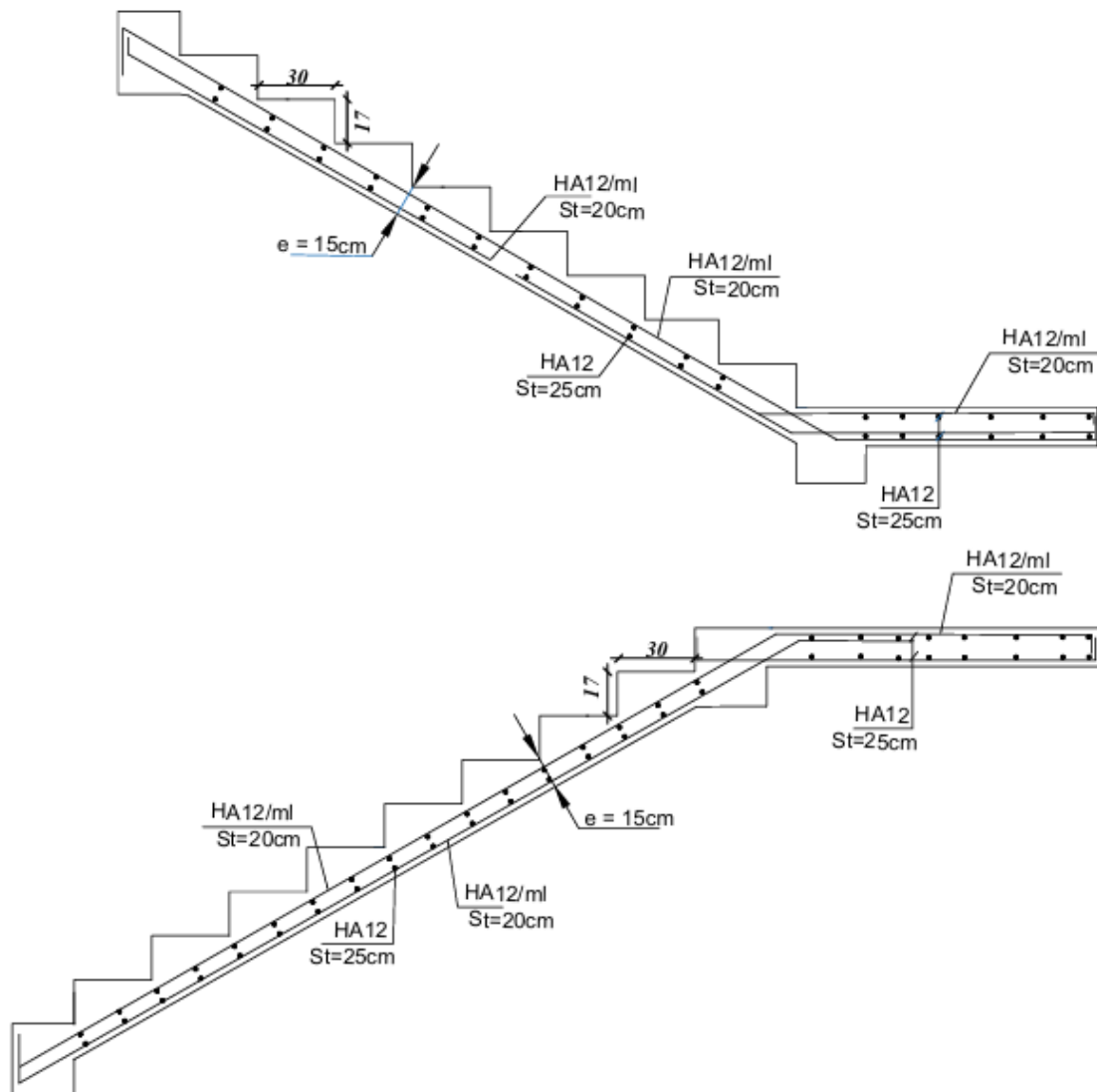


Figure IV.6 : Disposition des armatures.

**IV.4.8. Vérification à L'ELU :**

**IV.4.8.1. Vérification du cisaillement :**

Pour de la fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{24.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

**IV.4.9. Vérification à L'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression de béton :**

❖ **En appui:**

**La distance y :**

$$by^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$100y^2 + [30(3.39 + 0)]y - [30(13.5 \times 3.39 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 3.23 \text{ cm}$$

**Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3.23^3}{3} + 15[3.39(13.5 - 3.23)^2 + 0(3.23 - 2)^2]$$

$$I = 6486.57 \text{ cm}^4$$

**La contrainte :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.49 \times 10^{-3}}{6486.57 \times 10^{-8}} \cdot 3.23 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 1.24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

❖ **En travée:**

**La distance y :**

$$by^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$100y^2 + [30(6.79 + 0)]y - [30(13.5 \times 6.79 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 4.32 \text{ cm}$$

**Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 4.32^3}{3} + 15[6.79(13.5 - 4.32)^2 + 0(4.32 - 2)^2]$$

$$I = 11270.53 \text{ cm}^4$$

**La contrainte :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t\ ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.05 \times 10^{-3}}{11270.53 \times 10^{-8}} \cdot 4.32 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 2.71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

• **Vérification de la contrainte de traction de l'aciers :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

**IV.4.10. Etude de poutre palière :**

**IV.4.10.1. Pré dimensionnement :**

$$L_{max} = 3 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$\Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35$$

$$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

✓ Vérification des conditions par le RPA99 version 2003 :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{h}{b} = 1.17 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

Donc on adopte pour la poutre palière une section de :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

**IV.4.10.2. Evaluation des charges :**

Poids propre de poutre :

$$G_{Poutre} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/m}$$

Charge permanente du palier et Paillasse :

$$G = \frac{4.95 + 9.20}{2} = 7.04 \text{ KN/m}$$

$$G_t = 9.67 \text{ KN/m}$$

**IV.4.10.3. Combinaisons :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G_t + 1.5 Q = 16.8 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G_t + Q = 12.17 \text{ KN/m}$$

## IV.4.10.4. Calcul des sollicitations :

❖ A ELU :

❖ Schéma statique :

ELU :

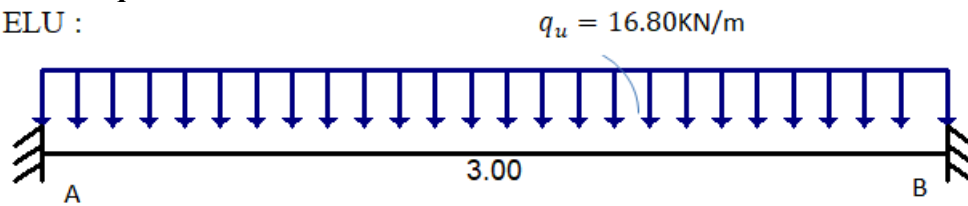


Figure IV.7 : Schéma statique de la charge appliquée sur la poutre de palier (ELU)

ELS :

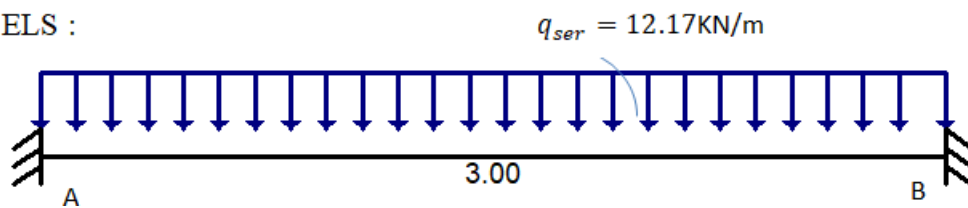


Figure IV.8: Schéma statique de la charge appliquée sur la poutre de palier (ELS)

Les moments fléchissant :

❖ En appuis:

$$M_a = -\frac{q_u L^2}{12} = -12.6 \text{ KN.m}$$

❖ En travée :

$$M_t = \frac{q_u L^2}{24} = 6.3 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort tranchant:

$$T_A = \frac{q_u \cdot L}{2} = 25.2 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \cdot L}{2} = -25.2 \text{ KN}$$

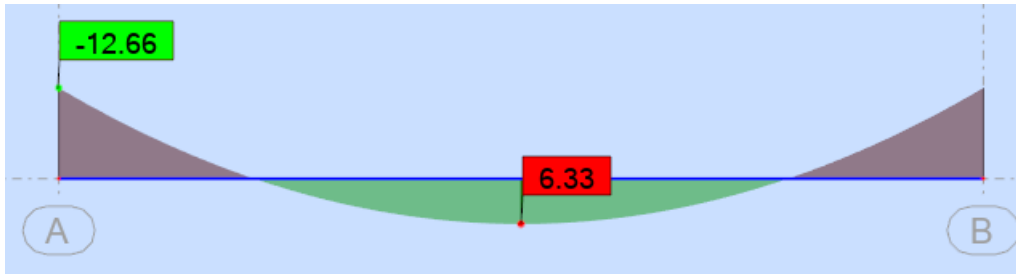
❖ Les sollicitations en tableaux :

Tableau IV.7: Sollicitations agissant sur la poutre palière.

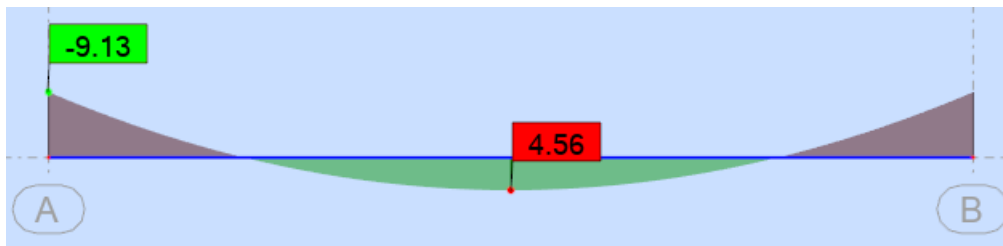
| Sollicitation       | ELU  | ELS   |
|---------------------|------|-------|
| $M_t (\text{KN.m})$ | 6.3  | 4.56  |
| $M_a (\text{KN.m})$ | 12.6 | 9.13  |
| $T (\text{KN})$     | 25.2 | 18.26 |

❖ Les Diagramme des moments :

ELU :

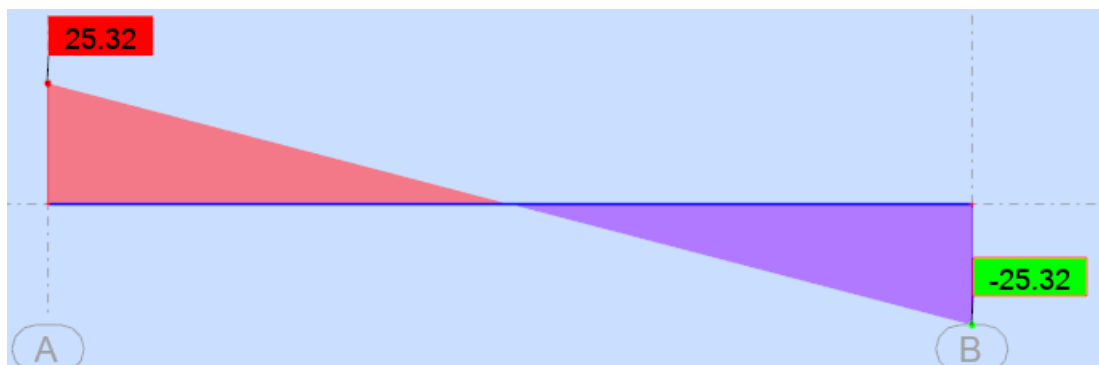


ELS :

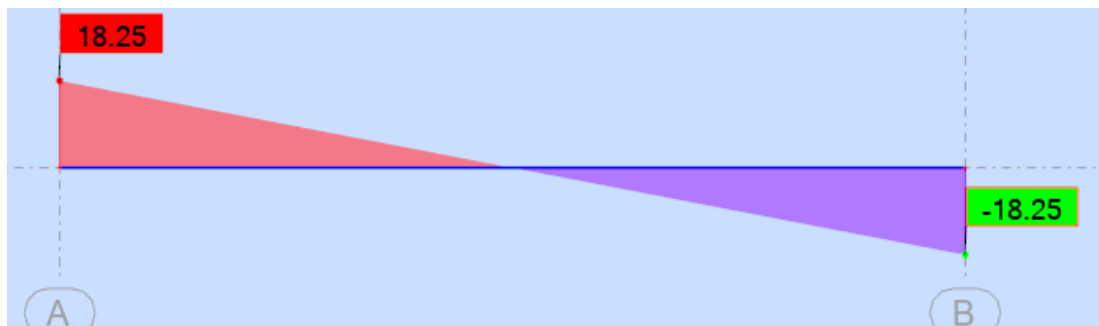


❖ Les Diagramme des efforts tranchants :

ELU :



ELS :



IV.4.10.5. Calcul de ferrailage :

❖ Calcul des armatures longitudinales :

❖ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.0149$$

$$\mu_{bu} = 0.0149 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0188$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3126m$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{6.3 \times 10^{-3}}{0.3126 \times 347.826} \times 10^4 = 0.58 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.3 \times 0.315 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_t; A_{min}) = 1.14 \text{ cm}^2$$

❖ **choix des barres :** 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

❖ **En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12.6 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.315^2} = 0.0299$$

$$\mu_{bu} = 0.0299 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0379$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.310m$$

$$A_a = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{12.6 \times 10^{-3}}{0.310 \times 347.826} \times 10^4 = 1.17 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_t; A_{min}) = 1.17 \text{ cm}^2$$

❖ **choix des barres :** 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

❖ **Calcul des armatures transversales :**

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{l\min}\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq 10 \text{ mm}$$

On optera pour un cadre en :  $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$

$$\text{Donc : } 4\varnothing 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures transversales :**

**Suivant BAEL :**

Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28.35; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal :

$$s_t \leq A_t \times \frac{f_e}{0.4b} \Rightarrow s_t \leq 1.13 \times \frac{235}{0.4 \times 30} = 22.13 \text{ cm}$$

$$s_t = 20 \text{ cm}$$

Suivant RPA99 version 2003:

La zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 8,75 \text{ cm}$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

Le premier cadre doit être disposées à 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

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

IV.4.11. Schéma de ferrailage :

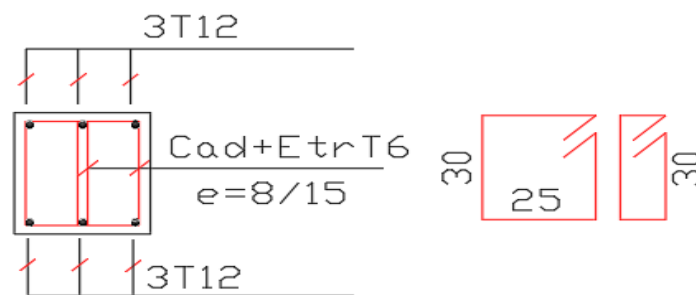


Figure IV.9 : Schéma de ferrailage poutre palier

IV.4.12. Vérification à L'ELU :

IV.4.12.1. Vérification du cisaillement :

Pour de la fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{25,2 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\{3,33; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

IV.4.13. Vérification à L'ELS :

IV.4.13.1. Vérification de la contrainte de compression de béton :

❖ En appuis:

La distance y :

$$by^2 + [30(A_{st} + A_{sc})]y - [30(d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc})] = 0$$

$$30y^2 + [30(3,39 + 0)]y - [30(31,5 \times 3,39 + 2 \times 0)] = 0$$

$$y = 8,78 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_{st}(d - y)^2 + A_{sc}(y - d')^2]$$

$$I = \frac{30 \times 8.78^3}{3} + 15[3.39(31.5 - 8.78)^2 + 0(8.78 - 2)^2]$$

$$I = 33017.05 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{a \text{ ser}}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.13 \times 10^{-3}}{33017.05 \times 10^{-8}} \times 8.78 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 2.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

❖ En travée:

La distance y :

$$y = 8.78 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 33017.05 \text{ cm}^4$$

La contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.56 \times 10^{-3}}{33017.05 \times 10^{-8}} \times 8.78 \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

#### IV.4.13.2. Vérification de la contrainte de traction de l'acier :

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune limitation des contraintes

#### IV.4.14. Vérification de la flèche :

$$y_1 = \frac{\left[(b \cdot h) \frac{h}{2}\right] + [(n \cdot A_s)(h - d)]}{(b \cdot h) + (n \cdot A_s)}$$

$$y_1 = \frac{\left[(30 \times 35) \frac{35}{2}\right] + [(15 \times 3.39)(35 - 31.5)]}{(30 \times 35) + (15 \times 3.39)}$$

$$y_1 = 12.18 \text{ cm}$$

$$y_2 = 35 - 12.18 = 22.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_2^3}{3} + \frac{by_1^3}{3} + (n \cdot A_s)(d - y_2)^2$$

$$I = \frac{30 \times 22.82^3}{3} + \frac{30 \times 12.18^3}{3} + (15 \times 3.39)(31.5 - 22.82)^2$$

$$I = 140736.18 \text{ cm}^4$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^4}{384EI} \leq f_{ad} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{12.17 \times 10^{-3} \times 3^4}{384 \times 32164.2 \times 140736.18 \times 10^{-8}} \times 10^2 \leq f_{ad} = \frac{300}{500}$$

$$f = 0.0057 \leq f_{ad} = 0.6 \dots \dots \dots C.V$$

## IV.5. Etude L'ascenseur :

### IV.5.1. Définition :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et

Le contre poids.

### IV.5.2. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme **NF-P82-208** a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 da N, donc; les dimensions sont :

- Largeur de la cabine :  $Lc = 1.10m$
- Profondeur de la cabine :  $Pc = 1.20m$
- Largeur de la gaine :  $Lg = 1.60 m$
- Profondeur de la gaine :  $Pg = 1.60m$
- Hauteur de la cabine :  $Hc = 2.20m$
- Largeur du passage libre  $Lp = 0.80m$
- Hauteur du passage libre :  $Hp = 2.00m$
- Epaisseur de voile :  $e = 20cm$
- Hauteur de course :  $C = 39.78 m$

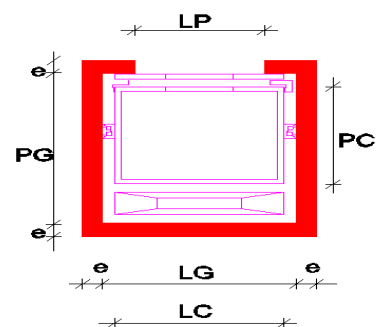


Figure IV.10.: Dimensions de l'ascenseur

## \* Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

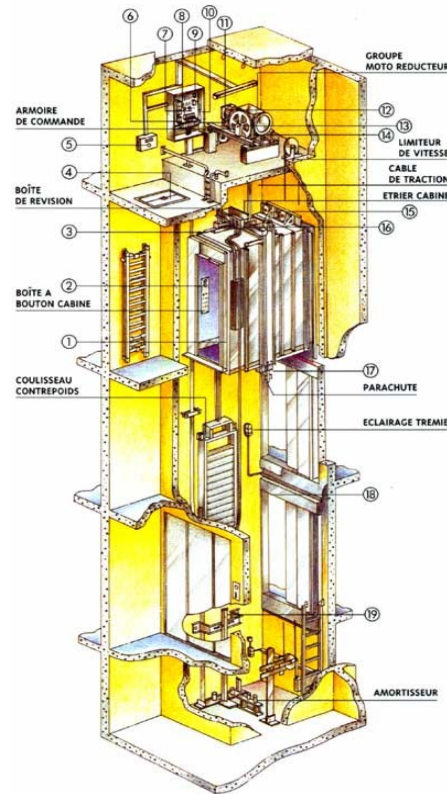


Figure IV.11 : Ascenseur électrique

## IV.5.3.Descente de charges :

### a. Surcharge d'exploitation :

$Q = 6 \text{ KN}$  (08 personnes)

### b. Charges permanentes :

1. Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

#### • Masse des côtés :

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de  $0.115 \text{ KN/m}^2$  :

$$S_1 = (L_c + 2P_c)H_c \Rightarrow S_1 = (1.1 + 2 \times 1.2) \times 2.2 = 7.7 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (0.115 + 0.1 \times 0.115) = 0.97 \text{ KN}$$

#### • Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de  $0.70 \text{ KN/m}^2$  pour appareils de 300 à 600daN de charge :

$$S_2 = L_c \cdot P_c \Rightarrow S_2 = 1.1 \times 1.2 = 1.32 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 0.7 \times 1.32 = 0.92 \text{ KN}$$

• **Masse du toit :**

La masse du toit a raison de 0.20 KN/m<sup>2</sup> :

$$S_3 = L_c \cdot P_c \Rightarrow S_3 = 1.1 \times 1.2 = 1.32 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 0.2 \times 1.32 = 0.26 \text{ KN}$$

• **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 0.60 KN plus 6 KN/m de largeur de cabine de 3 KN à 6 KN de charge :

$$M_4 = 0.6 + (0.6 \times 1.1) = 1.26 \text{ KN}$$

• **Masse de La porte de la cabine :**

Partie fixe de 0.80 KN plus 0.25 KN/m<sup>2</sup> de surface de porte

$$M_5 = 0.8 + (0.25 \times 1.1 \times 2) = 1.35 \text{ KN}$$

• **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie

$$M_6 = 1 \text{ KN}$$

• **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 0.8 \text{ KN}$$

• **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires

$$M_8 = 0.3 \times 2 = 0.6 \text{ KN}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i \Rightarrow P_T = 7.16 \text{ KN}$$

**2. Masse du contre poids :**

$$M_P = P_T + \frac{Q}{2} \Rightarrow M_P = 7.16 + \frac{6}{2} = 10.16 \text{ KN}$$

**3. Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210** C<sub>s</sub> doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$D = 500 \text{ mm}$$

$$\frac{D}{d} = 40 \Rightarrow d = \frac{D}{40} = 12.5 \text{ mm}$$

Avec :

*D : Diametre de la poilie mouflage pris entre 400 et 800 mm*

*d: Diametre du cable*

**Détermination de la charge de rupture effective :**

$$C_r = C_s \cdot M$$

C<sub>s</sub> : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

$$C_r = 17(6 + 7.16) = 223.72 \text{ KN}$$

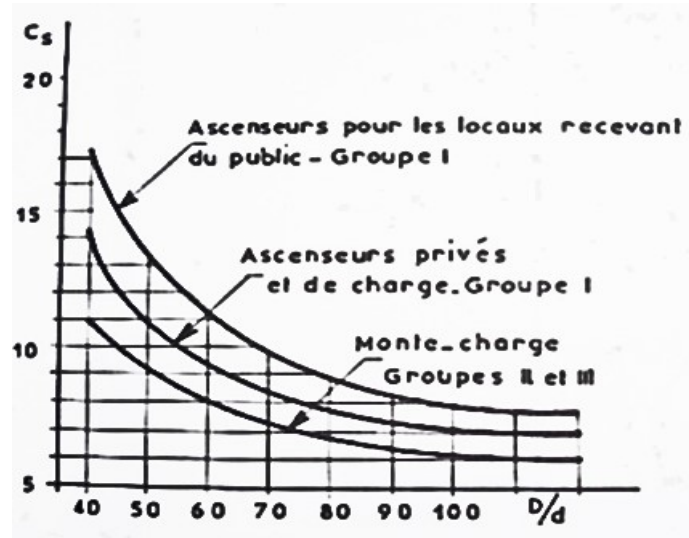


Figure IV-12: Le coefficient de sécurité des câbles

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire  $C_m$ , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{223.72}{0.85} = 263.2 \text{ KN}$$

❖ **Détermination de nombre de câble :**

$$n = \frac{C_m}{C_{r(\text{cable})} \cdot m}$$

Avec :

$m$  : type de mouflage ;

$n$  : nombre de câble et

$C_r$  (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN}$  (voir tableau suivant) :

Tableau IV.8 : Caractéristiques des câbles

| Diamètre des câbles [mm] | Diamètres des fils [mm] | Section [mm <sup>2</sup> ] | Masse linéaire $M_L$ [daN/m] | Charge admissible totale $C_r$ [daN] |
|--------------------------|-------------------------|----------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| 7.87                     | 0.5                     | 21.05                      | 0.203                        | 3223                                 |
| 9.48                     | 0.6                     | 30.26                      | 0.293                        | 4650                                 |
| 11.00                    | 0.7                     | 41.27                      | 0.396                        | 6232                                 |
| 12.6                     | 0.8                     | 53.34                      | 0.515                        | 8152                                 |
| 14.2                     | 0.9                     | 67.98                      | 0.656                        | 10805                                |
| 15.5                     | 1.0                     | 83.84                      | 0.810                        | 12830                                |

$$n = \frac{263.2}{81.52 \times 2} = 1.61 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

❖ **Détermination de Masse totale des câbles :**

$$M_C = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

$M_L$  : masse linéaire du diamètre d'un seul câble

$C$  : course du câble (hauteur du course)

$$M_C = 0.00515 \times 2 \times 31.56 = 0.33 \text{ kN.}$$

❖ **Masse du treuil + Moteur :**

$$M_g = 12 \text{ kN}$$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 29.65 + 1.5 \times 6 = 49.03 \text{ kN.}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$q_{ser} = G + Q = 29.65 + 6 = 35.65 \text{ kN.}$$

➤ **Etude du plancher :**

**a. Vérification de poinçonnement :**

$$\text{D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91 : } q_a^u \leq \frac{0.45 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_a^u$  : charge ultime pour chaque appui;

$U_c$  : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

$h$  : épaisseur de la dalle égal a 15cm;

$U, V$  : représentent les côtes du rectangle ( $U // L_x$  et  $V // L_y$ ) sur lequel la charge  $q_u$  s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton.

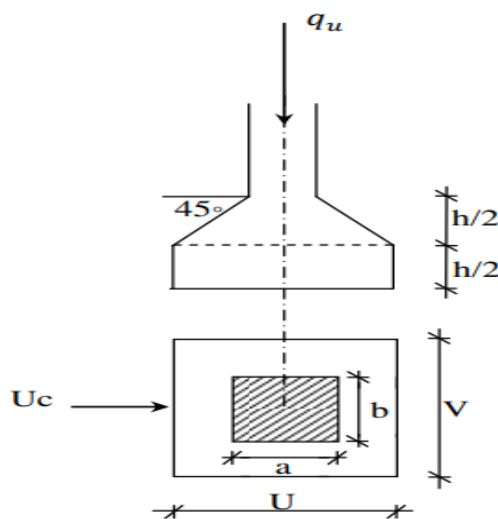


Figure IV.13.: Schéma de la surface d'impact

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = \frac{49.03}{4} = 12.26 \text{ kN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^u = \frac{35.65}{4} = 8.91 \text{ kN}$$

La surface impact ( $a \times b$ ) est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + \left( \frac{h/2}{\tan(45^\circ)} \times 2 \right) \Rightarrow U = 10 + \left( \frac{15/2}{1} \times 2 \right) = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + \left( \frac{h/2}{\tan(45^\circ)} \times 2 \right) \Rightarrow V = 10 + \left( \frac{15/2}{1} \times 2 \right) = 25 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm.}$$

Donc :

$$q_a^u = 12.26 \text{ kN} \leq \frac{0.45 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h}{\gamma_b} = 112.5 \text{ kN.} \dots \dots \dots C.V$$

**Conclusion:** La dalle résiste au poinçonnement.

**b. Calcul des sollicitations :**

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = Q_a(M_1 + vM_2)$$

$$M_y = Q_a(M_2 + vM_1)$$

Avec :

$v$  : Coefficient de poisson.

$M_1; M_2$  : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports  $U/L_x$  et  $V/L_y$  dans les abaques de

PIGEAUD suivants  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2.1} = 0.95 \geq 0.4 \text{ La dalle porte dans les deux sens.}$$

Tableau IV.9 Les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  par l'abaque de PIGEAUD

| $\frac{L_y}{L_x}$ | $\frac{2L}{L_x}$ | 0,0   | 0,1   | 0,2   | 0,3   | 0,4   | 0,5   | 0,6   | 0,7   | 0,8   | 0,9   | 1,0   |
|-------------------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Valeurs de $M_1$  | 0,0              | —     | 0,254 | 0,187 | 0,154 | 0,131 | 0,115 | 0,102 | 0,090 | 0,081 | 0,075 | 0,067 |
|                   | 0,1              | 0,302 | 0,235 | 0,183 | 0,152 | 0,130 | 0,114 | 0,101 | 0,089 | 0,080 | 0,073 | 0,067 |
|                   | 0,2              | 0,260 | 0,214 | 0,175 | 0,148 | 0,128 | 0,112 | 0,099 | 0,088 | 0,079 | 0,072 | 0,066 |
|                   | 0,3              | 0,227 | 0,196 | 0,164 | 0,142 | 0,124 | 0,109 | 0,097 | 0,086 | 0,078 | 0,070 | 0,065 |
|                   | 0,4              | 0,202 | 0,178 | 0,153 | 0,134 | 0,118 | 0,105 | 0,093 | 0,083 | 0,075 | 0,068 | 0,063 |
|                   | 0,5              | 0,181 | 0,160 | 0,141 | 0,126 | 0,113 | 0,100 | 0,089 | 0,080 | 0,073 | 0,066 | 0,060 |
|                   | 0,6              | 0,161 | 0,146 | 0,130 | 0,118 | 0,106 | 0,095 | 0,085 | 0,077 | 0,069 | 0,063 | 0,057 |
|                   | 0,7              | 0,144 | 0,133 | 0,121 | 0,110 | 0,098 | 0,088 | 0,079 | 0,072 | 0,065 | 0,058 | 0,054 |
|                   | 0,8              | 0,132 | 0,123 | 0,113 | 0,102 | 0,092 | 0,083 | 0,074 | 0,067 | 0,061 | 0,055 | 0,049 |
|                   | 0,9              | 0,122 | 0,114 | 0,103 | 0,093 | 0,084 | 0,076 | 0,068 | 0,062 | 0,057 | 0,051 | 0,046 |
|                   | 1,0              | 0,112 | 0,102 | 0,093 | 0,084 | 0,075 | 0,068 | 0,062 | 0,057 | 0,051 | 0,046 | 0,042 |
| Valeurs de $M_2$  | 0,0              | —     | 0,310 | 0,200 | 0,167 | 0,149 | 0,134 | 0,122 | 0,110 | 0,098 | 0,088 | 0,081 |
|                   | 0,1              | 0,253 | 0,208 | 0,173 | 0,151 | 0,136 | 0,123 | 0,110 | 0,099 | 0,089 | 0,081 | 0,074 |
|                   | 0,2              | 0,202 | 0,175 | 0,152 | 0,137 | 0,123 | 0,110 | 0,100 | 0,089 | 0,082 | 0,074 | 0,067 |
|                   | 0,3              | 0,167 | 0,150 | 0,135 | 0,123 | 0,110 | 0,099 | 0,088 | 0,081 | 0,074 | 0,067 | 0,061 |
|                   | 0,4              | 0,143 | 0,132 | 0,122 | 0,110 | 0,098 | 0,088 | 0,081 | 0,074 | 0,067 | 0,061 | 0,056 |
|                   | 0,5              | 0,128 | 0,118 | 0,108 | 0,097 | 0,088 | 0,080 | 0,073 | 0,067 | 0,062 | 0,056 | 0,051 |
|                   | 0,6              | 0,114 | 0,106 | 0,096 | 0,087 | 0,079 | 0,073 | 0,067 | 0,062 | 0,056 | 0,052 | 0,047 |
|                   | 0,7              | 0,102 | 0,094 | 0,086 | 0,078 | 0,073 | 0,067 | 0,062 | 0,057 | 0,052 | 0,047 | 0,043 |
|                   | 0,8              | 0,090 | 0,083 | 0,077 | 0,072 | 0,066 | 0,062 | 0,056 | 0,052 | 0,047 | 0,043 | 0,038 |
|                   | 0,9              | 0,081 | 0,076 | 0,071 | 0,066 | 0,061 | 0,056 | 0,052 | 0,047 | 0,043 | 0,038 | 0,035 |
|                   | 1,0              | 0,073 | 0,069 | 0,065 | 0,060 | 0,055 | 0,050 | 0,047 | 0,043 | 0,038 | 0,035 | 0,032 |

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x 25) cm<sup>2</sup> est :

$$Q_u = \frac{q_u}{V \cdot U}$$

Les moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante : Soit pour **fig.IV-13**.une dalle de dimension  $L_x \times L_y$  soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ( $U \times V$ )

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ,02 rectangles symétriques B ,02 rectangles symétriques C

01 rectangle au centre D

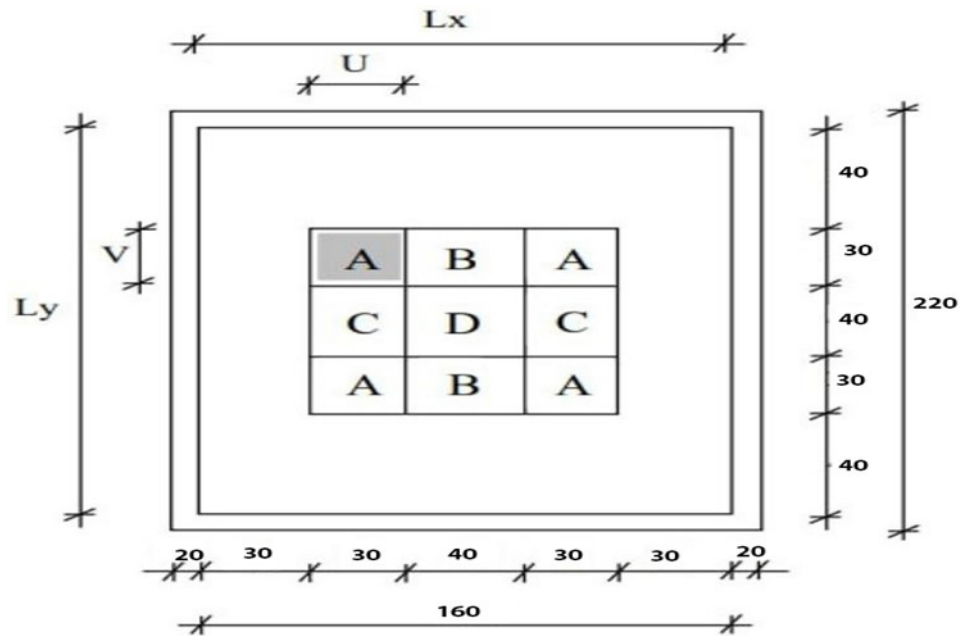


Figure IV-14: Schéma de la dalle.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

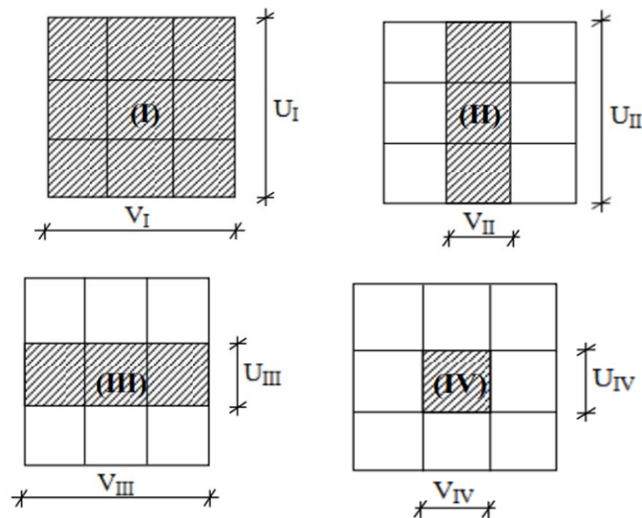


Figure IV-14:répartition de les charges sur la dalle

Donc :

$$M_{XC} = \frac{(M_{XI} - M_{XII} - M_{XIII} + M_{XIV})}{4}$$

$$M_{YC} = \frac{(M_{YI} - M_{YII} - M_{YIII} + M_{YIV})}{4}$$

**Tableau IV.10 :**Tableau récapitulatif des résultats

|                                                               | I      | II    | III   | IV    |
|---------------------------------------------------------------|--------|-------|-------|-------|
| U                                                             | 1      | 1     | 0,40  | 0,40  |
| V                                                             | 1      | 0,40  | 1     | 0,40  |
| S=U.V                                                         | 1      | 0,40  | 0,40  | 0,16  |
| $\frac{U}{L_x}$                                               | 0,50   | 0,50  | 0,20  | 0,20  |
| $\frac{V}{L_y}$                                               | 0,48   | 0,19  | 0,45  | 0,19  |
| $M_1$                                                         | 0,103  | 0,112 | 0,147 | 0,175 |
| $M_2$                                                         | 0,084  | 0,110 | 0,115 | 0,152 |
| $Q_{a\ u} = \frac{q_{a\ u}}{V.U} \text{ (KN/m}^2\text{)}$     | 196,16 |       |       |       |
| $Q_{a\ ser} = \frac{q_{a\ ser}}{V.U} \text{ (KN/m}^2\text{)}$ | 142,56 |       |       |       |
| $Q'_{a\ u} = Q_{a\ u} . S \text{ (KN)}$                       | 196,16 | 78,46 | 78,46 | 31,39 |
| $Q'_{a\ ser} = Q_{a\ ser} . S \text{ (KN)}$                   | 142,56 | 57,02 | 57,02 | 22,81 |
| $M_{x\ u} \text{ (KN.m)}$                                     | 20,20  | 8,79  | 11,53 | 5,49  |
| $M_{y\ u} \text{ (KN.m)}$                                     | 16,48  | 8,63  | 9,02  | 4,77  |
| $M_{x\ ser} \text{ (KN.m)}$                                   | 17,08  | 7,64  | 9,69  | 4,69  |
| $M_{y\ ser} \text{ (KN.m)}$                                   | 14,91  | 7,55  | 8,23  | 4,27  |
| $M_{XCu} \text{ (KN.m)}$                                      | 1,34   |       |       |       |
| $M_{YCu} \text{ (KN.m)}$                                      | 0,90   |       |       |       |
| $M_{XCser} \text{ (KN.m)}$                                    | 1,11   |       |       |       |
| $M_{YCser} \text{ (KN.m)}$                                    | 0,85   |       |       |       |

**IV.5.4. Evaluation du moment de Dalle machine :**

➤ **Descente des charges :**

Dalle machine :  $e_p = 15 \text{ cm}$

$$G_{dalle} = e_p \cdot \gamma_b = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

La dalle de notre structure portent selon deux directions  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion Simple.

➤ **Combinaison d'action :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q)b \Rightarrow q_u = (1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1) \times 1 \quad q_u = 6,56 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q)b \Rightarrow q_{ser} = (3,75 + 1) \times 1 \quad q_{ser} = 4,75 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des moments :**

Panneau continu (intermédiaire)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{5.68} = 0.62 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle est portée sur deux sens.}$$

❖ Moment isostatique

**A l'ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = 0.0410$$

$$\mu_y = 0.8875$$

$$M_{0x} = 0.041 \times 6.56 \times 2^2 = 1.076 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.88754 \times 1.076 = 0.95 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\mu_x = 0.0483$$

$$\mu_y = 0.9236$$

$$M_{0x} = 0.0483 \times 4.75 \times 2^2 = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.9236 \times 0.92 = 0.85 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments totaux sollicitant la dalle machine :**

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

**ELU :**

$$M_{XT}^u = (M_{XCu} + M_{0x}^u) \Rightarrow M_{XT}^u = (1.35 + 1.076) = 2.43 \text{ kN.m}$$

$$M_{YT}^u = (M_{YCu} + M_{0y}^u) \Rightarrow M_{YT}^u = (0.9 + 0.95) = 1.85 \text{ kN.m}$$

**ELS :**

$$M_{XT}^{ser} = (M_{XCser} + M_{0x}^{ser}) \Rightarrow M_{XT}^{ser} = (1.11 + 0.92) = 2.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{YT}^{ser} = (M_{YCser} + M_{0y}^{ser}) \Rightarrow M_{YT}^{ser} = (0.85 + 0.85) = 1.7 \text{ kN.m}$$

Moment max en travée :  $M_t = 0,75M_T$

Moment max en appuis :  $M_a = -0,5M_T$

**Tableau IV.11** : Tableau des Moments max en travée et en appuis

|            | $M_{tx} (KN.m)$ | $M_{ty} (KN.m)$ | $M_{ax} (KN.m)$ | $M_{ay} (KN.m)$ |
|------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| <b>ELU</b> | 1,82            | 1,38            | -1,22           | -0,92           |
| <b>ELS</b> | 1,52            | 1,28            | -1,06           | -0,85           |

❖ **Effort tranchant:**

$$\alpha = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{q_u l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{6.56 \times 2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.95}{2}} = 4.45 KN \\ T_y = \frac{q_u l_y}{3} = \frac{6.56 \times 2}{3} = 4.37 KN \end{cases}$$

❖ **Effort tranchant dus aux charges localisées  $V_a$  et  $V_b$  :**

$$V_a = \frac{q_u}{3U} \Rightarrow V_a = \frac{49.03}{3 \times 0.25} = 65.37 kN$$

$$V_b = \frac{q_u}{2U + V} \Rightarrow V_b = \frac{49.03}{2 \times 0.25 + 0.25} = 65.37 kN$$

$$V_a = V_b \text{ parce que } U = V$$

❖ **Ferraillage de la dalle :**

Le Ferraillage sera calculé à l'État limite ultime A ELU Pour  $b = 1 \text{ ml}$

➤ **Sens X-X**

a) **En travée :**  $M_{tx} = 1.82 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.82 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.007$$

$$\mu_{bu} = 0.007 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0088$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1345 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1.82 \times 10^{-3}}{0.1345 \times 347.826} \times 10^4 = 0.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min}$$

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0.95}{2} \times 1.2 = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 0.39 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{tx} = A_{x \min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres :** 05HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>

b) **En appuis:**  $M_{ax} = 1.22 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.22 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.0047$$

$$\mu_{bu} = 0.0047 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0059$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1347 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1.22 \times 10^{-3}}{0.1347 \times 347.826} \times 10^4 = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{ax} = 0.26 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 1.23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ax} = A_{x \min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres : 05HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>**

➤ **Sens y-y**

a) **En travée :**  $M_{ty} = 1,38 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,38 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0,0053$$

$$\mu_{bu} = 0,0053 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0066$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,1346 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1.38 \times 10^{-3}}{0,1346 \times 347.826} \times 10^4 = 0.29 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 0.29 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ty} = A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres : 05HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>**

b) **En appui:**  $M_{ay} = 0.92 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.92 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.18^2} = 0.0036$$

$$\mu_{bu} = 0.006 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0044$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1347 \text{ m}$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0.92 \times 10^{-3}}{0.1347 \times 347.826} \times 10^4 = 0.20 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{ay} = 0.20 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V \text{ Donc } A_{ay} = A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des barres : 05HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>**

**Tableau IV.12:** récapitulation des résultats de ferrailage

|          |        | Choix                         |
|----------|--------|-------------------------------|
| Sens x-x | Appui  | 05HA10 = 3.93 cm <sup>2</sup> |
|          | Travée | 05HA10 = 3.93 cm <sup>2</sup> |
| Sens y-y | Appui  | 05HA10 = 3.93 cm <sup>2</sup> |
|          | Travée | 05HA10 = 3.93 cm <sup>2</sup> |

**IV.5.5. Vérification à L'ELU :****IV.5.5.1. Vérification du cisaillement :**➤ **Sens x-x**

$$\tau_{u,x} = \frac{T_x + V_a}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{u,x} = \frac{(4.45 + 65.37) \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u,x} = 0.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

**Sens y-y**

$$\tau_{u,y} = \frac{T_y + V_b}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{u,y} = \frac{(4.37 + 65.37) \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u,y} = 0.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.5.5.2. Vérification à L'ELS :**❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

fissuration peu préjudiciable  
 Acier  $f_e E400$   
 Section rectangulaire  
 flexion simple

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ **Sens xx :**

a) **En travée :**  $M_{t,u} = 1.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ;  $M_{t,ser} = 1.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0088$$

$$\gamma = \frac{1.82}{1.52} = 1.2$$

$$\alpha = 0.0088 \leq \frac{1.2 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) **En appui :**

$M_{a,u} = 1.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ;  $M_{a,ser} = 1.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0059$$

$$\gamma = \frac{1.22}{1.06} = 1.15$$

$$\alpha = 0.0059 \leq \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ Sens y-y :

a) En travée :  $M_{t,u} = 1.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ;  $M_{t,ser} = 1.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0066$$

$$\gamma = \frac{1.38}{1.28} = 1.08$$

$$\alpha = 0,0066 \leq \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) En appui :

$M_{a,u} = 0.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ;  $M_{a,ser} = 0.85 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0044$$

$$\gamma = \frac{0.92}{0.85} = 1.08$$

$$\alpha = 0.0044 \leq \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 \dots \dots \dots C.V$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

❖ **Contrainte des aciers :**

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

❖ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx,ser}}{20M_{XT,ser}} \Rightarrow \frac{0.15}{2} = 0.075 \geq \frac{1.52}{20 \times 2.03} = 0.037 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \cdot 13.5} = 0.0029 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots C.V$$

Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

#### IV.6. Conclusion :

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitué. Concernant les éléments secondaires, en plus des conditions qu'on a vérifiées, il faut assurer le confort et le bien-être.

# **Chapitre V : Etude dynamique et sismique**

## Chapitre V : Etude dynamique et sismique

---

### V.1. Introduction:

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts sera conduite par le logiciel Robot 2019.

### V.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

### V.3. Modélisation de la structure:

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel Robot 2019, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+9 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

La participation massique des charges est donnée comme suit :  $W = G + (\beta \times Q)$

Avec : G : Poids propre. Q : Charge d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération,

Avec :  $\beta = 0,2$  (Habitation) ;  $\beta = 0,3$  (Commerce).

Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes.

Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.

Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

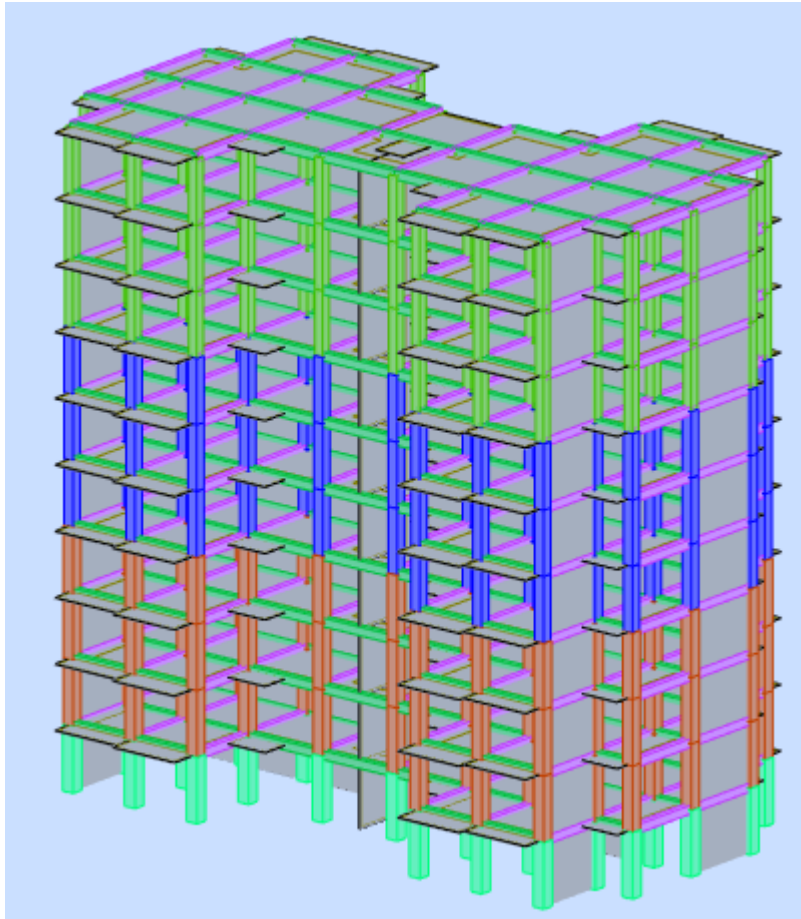


Figure V.1: Modèle 3D de la structure

#### V.4. Classification de l'ouvrage :

Les classifications nécessaires pour définir la situation sismique étudiée et pour choisir la méthode et les paramètres de calcul des forces sismiques se basent sur les critères de règlement parasismique Algérie.

- ❖ **Zone sismique:** Notre site d'implantation est dans la Wilaya de SAIDA classée comme zone I de sismicité faible. (Annexe 1 RPA99/V2003)
- ❖ **Groupe d'usage:** Notre projet est un bâtiment en R+9 d'une hauteur totale de 30.60 m et il est destiné à un usage mixte habitation et commerciaux. Donc il est classé comme Groupe d'usage 2. (Art 3.2 RPA99/V2003)
- ❖ **Classification du site:** Les caractéristiques de sol du site de projet sont les mêmes caractéristiques de sol site 02 (site ferme).
- ❖ **Système structurel :** Portique contreventé, Contreventement mixte avec interaction.
- ❖ **Classification des ouvrages selon leur géométrie :**

-**Régularité en plan :** Il faut vérifier que :

$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{3}{18.4} \leq 0.25 \Rightarrow 0.16 \leq 0.25 \dots \dots C.V$$

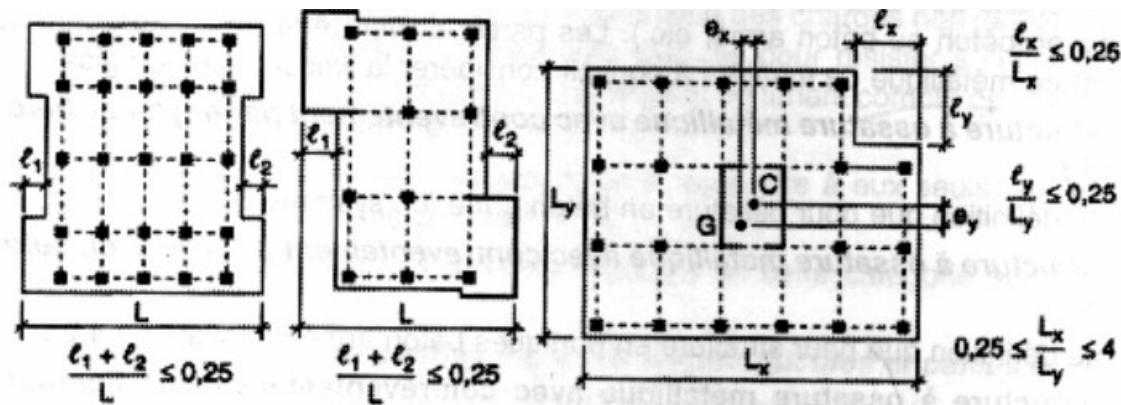


Figure V-2: Limites des décrochements en plan

-Régularité en élévation: Il faut vérifier que :

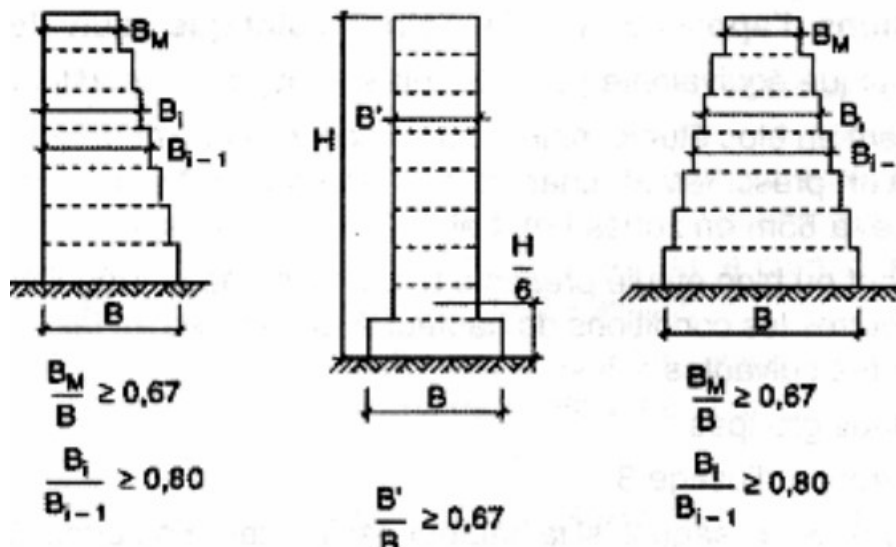


Figure V-3: Limites des décrochements en élévation

Au vu des résultats trouvés, le bâtiment doit être considéré comme régulier.

#### V.5. METHODES DE CALCUL:

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente-
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale-
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### V.5.1. la méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### V.5.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation
- ✓ Une hauteur au plus égale à 65m en zones I :  $H = 30.60 \leq 65 \text{ m} \dots \dots \dots C.V$

**N.B :** Les conditions de la méthode statique équivalente sont vérifiées, donc on va appliquer cette méthode pour Vérification de l'effort tranchant à la base.

**Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003.

Cet effort doit être ensuite comparé à celui calculé par la méthode spectrale.

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003 (Article 4.2.3)}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone ..... RPA99/V2003 (Tableau 4.1)

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année.

Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres : Groupe d'usage : groupe 02

Zone sismique : zone I  $\Rightarrow A = 0.10$

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. .... RPA99/V2003 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction,

**Tableau V-1:** Les résultats des charges verticales sur les poteaux et voiles

| Niveau | $f_z$ sur les poteaux [KN] | $f_z$ sur les Voiles [KN] |
|--------|----------------------------|---------------------------|
| RDC    | -30329,82                  | -15276,58                 |
| 1      | -14145,02                  | -14145,02                 |
| 2      | -12746,62                  | -12746,62                 |
| 3      | -11126,04                  | -11126,04                 |
| 4      | -9848,39                   | -9848,39                  |
| 5      | -8265,99                   | -8265,99                  |
| 6      | -6519,12                   | -6516,12                  |
| 7      | -4929,21                   | -4929,21                  |
| 8      | -3170,22                   | -3170,22                  |
| 9      | -1828,08                   | -1828,08                  |

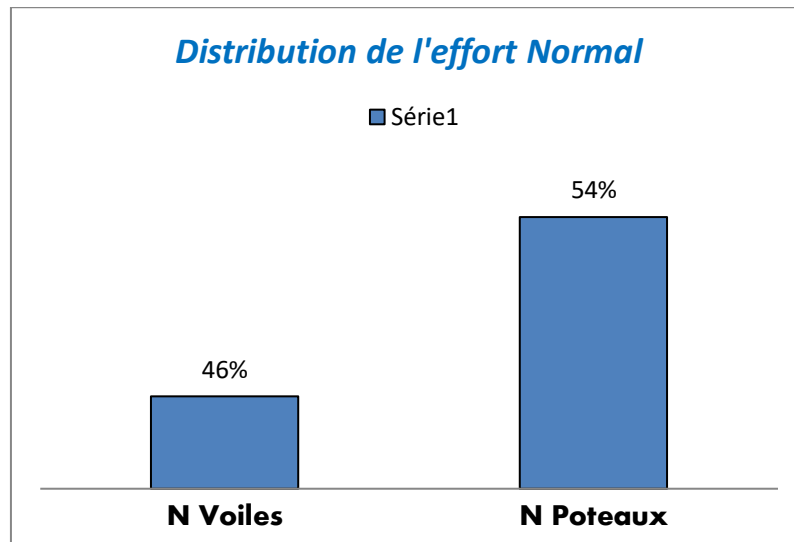


Figure V-4: Distribution des charges verticales sur les poteaux et voiles

D'après les résultats de l'analyse, il a été constaté que les voiles de contreventement assurent la reprise de plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal

Donc c'est le système 2  $\Rightarrow R = 3.5$

$Q$  : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4.4)}$$

Avec  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Les valeurs de pénalité sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau V-2 : Valeurs des pénalités  $P_q$ .

| Critère (q)                                  | Observé | $P_q(X - X)$ | Observé | $P_q(Y - Y)$ |
|----------------------------------------------|---------|--------------|---------|--------------|
| 1- Cdt min sur les files de contreventements | Oui     | 0,05         | Oui     | 0,05         |
| 2- Redondance en plan                        | Non     | 0            | Non     | 0            |
| 3- Régularité en plan                        | Oui     | 0            | Oui     | 0            |
| 4- Régularité en élévation                   | Oui     | 0            | Oui     | 0            |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux         | Non     | 0,05         | Non     | 0,05         |
| 6- Contrôles de qualité des d'exécution      | Non     | 0,10         | Non     | 0,10         |

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.20$

❖ **Poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4.5)}$$

$$w_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) RPA99/V2003.

$$\begin{cases} \beta = 0.2 \text{ pour usage d'habitation} \\ \beta = 0.3 \text{ pour usage commerciale} \end{cases}$$

D'après le logiciel Robot 2019, on trouve :  $W = 48012.57 \text{ KN}$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure ( $T$ ), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (Formule 4-2)}$$

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA99/V2003 (Tableau 4.7), Le sol d'implantation de notre structure est classé dans le Site S2, Obtenu à partir des essais préssiométriques.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :  $\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.40 \end{cases}$

#### ❖ Calcul de la période fondamentale de la structure :

$\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003(formule 4.3)}$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76$$

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{RPA99/V2003 (Formule 4-6)}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 30.60 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :  $C_T = 0.05$  (Tableau 4.6 RPA99/version 2003).

$$T = 0.05 \times 30.60^{3/4} = 0.651 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions :

$$L_x = 18.40 \text{ m} ; L_y = 30.80 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{30.80}} = 0.496 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{30.60}{\sqrt{18.40}} = 0.642 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.651; 0.496) = 0.644 \text{ s} \\ T_y = 1.3 \times \min(0.651; 0.642) = 0.834 \text{ s} \end{cases}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 1.64 \text{ m} \\ T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 1.37 \text{ m} \end{cases}$$

$$V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.1 \times 1.64 \times 1.2}{3.5} \times 48012.57 = 2699.67 \text{ kN}$$

$$V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.10 \times 1.37 \times 1.20}{3.5} \times 48012.57 = 2255.21 \text{ kN}$$

### V.5.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas,

#### V.5.3.1. Principe :

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_A}{g} \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003(Formule 4.13)}$$

#### V.5.3.2. Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

#### V.5.3.3. Nombre de modes à considérer : (RPA992003/4.3.4) :

Dans le cas où les structures sont modélisées par des plans dans deux directions orthogonales, il est recommandé de retenir un nombre de modes de vibration suffisant pour que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% de la masse totale de la structure.

Le nombre minimal de modes à retenir dans chaque direction considérée est de trois.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$k \geq 3\sqrt{N}$$

Avec : N: Nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 10 niveaux)

$$k \geq 3\sqrt{10} = 9.48 \Rightarrow k = 10 \text{ modes}$$

## V.5.3.4. Disposition des voiles:

### 1<sup>er</sup> Disposition :

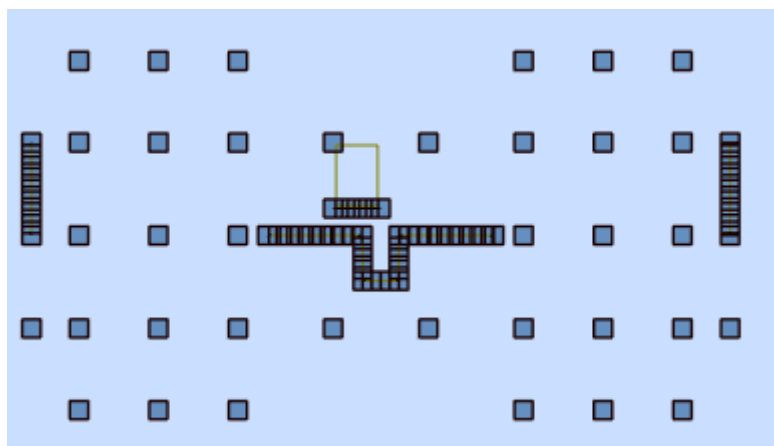


Figure V.5.1er Disposition des voiles

Tableau V-3: Résultat dynamique de la première disposition

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| 3/ 1     | 1,52           | 0,66          | 0,17                   | 58,68                  | 0,17                | 58,68               | 4386018,94      | 4386018,94      |
| 3/ 2     | 1,80           | 0,56          | 17,71                  | 61,89                  | 17,54               | 3,21                | 4386018,94      | 4386018,94      |
| 3/ 3     | 1,96           | 0,51          | 64,88                  | 62,28                  | 47,17               | 0,39                | 4386018,94      | 4386018,94      |
| 3/ 4     | 5,71           | 0,18          | 64,98                  | 76,25                  | 0,10                | 13,97               | 4386018,94      | 4386018,94      |
| 3/ 5     | 6,15           | 0,16          | 77,20                  | 76,48                  | 12,22               | 0,23                | 4386018,94      | 4386018,94      |
| 3/ 6     | 7,17           | 0,14          | 77,72                  | 76,94                  | 0,52                | 0,45                | 4386018,94      | 4386018,94      |
| 3/ 7     | 11,48          | 0,09          | 82,00                  | 76,96                  | 4,28                | 0,02                | 4386018,94      | 4386018,94      |
| 3/ 8     | 12,08          | 0,08          | 82,02                  | 81,94                  | 0,02                | 4,98                | 4386018,94      | 4386018,94      |
| 3/ 9     | 15,57          | 0,06          | 82,04                  | 82,05                  | 0,02                | 0,11                | 4386018,94      | 4386018,94      |
| 3/ 10    | 17,75          | 0,06          | 84,20                  | 82,05                  | 2,16                | 0,00                | 4386018,94      | 4386018,94      |

### 2<sup>ème</sup> Disposition :

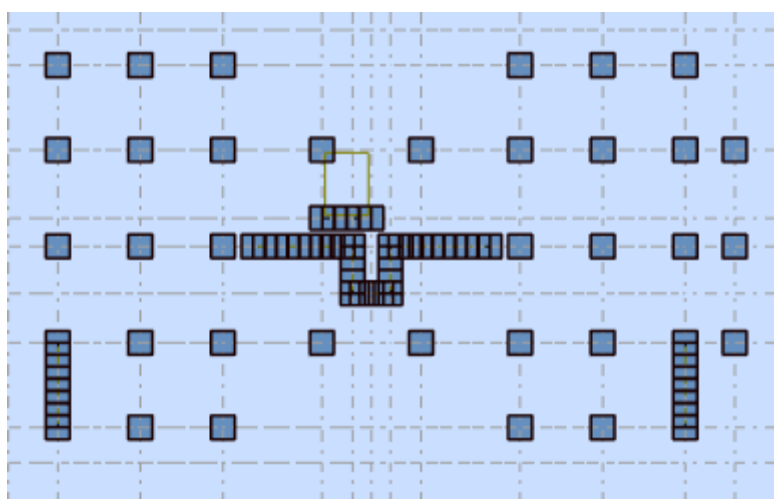


Figure V.6.2ème Disposition des voiles

Tableau V-4: Résultat dynamique de la 2<sup>ème</sup> disposition

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| 3/ 1     | 1,43           | 0,70          | 0,41                   | 53,40                  | 0,41                | 53,40               | 4257712,80      | 4257712,80      |
| 3/ 2     | 1,55           | 0,65          | 2,43                   | 62,22                  | 2,02                | 8,82                | 4257712,80      | 4257712,80      |
| 3/ 3     | 1,92           | 0,52          | 64,83                  | 62,22                  | 62,40               | 0,00                | 4257712,80      | 4257712,80      |
| 3/ 4     | 5,28           | 0,19          | 65,01                  | 73,97                  | 0,18                | 11,75               | 4257712,80      | 4257712,80      |
| 3/ 5     | 5,83           | 0,17          | 67,53                  | 76,55                  | 2,52                | 2,58                | 4257712,80      | 4257712,80      |
| 3/ 6     | 6,27           | 0,16          | 77,78                  | 76,67                  | 10,25               | 0,12                | 4257712,80      | 4257712,80      |
| 3/ 7     | 11,14          | 0,09          | 78,32                  | 80,54                  | 0,54                | 3,88                | 4257712,80      | 4257712,80      |
| 3/ 8     | 11,51          | 0,09          | 82,02                  | 81,30                  | 3,70                | 0,75                | 4257712,80      | 4257712,80      |
| 3/ 9     | 13,00          | 0,08          | 82,13                  | 81,86                  | 0,11                | 0,56                | 4257712,80      | 4257712,80      |
| 3/ 10    | 17,66          | 0,06          | 83,04                  | 83,10                  | 0,90                | 1,24                | 4257712,80      | 4257712,80      |

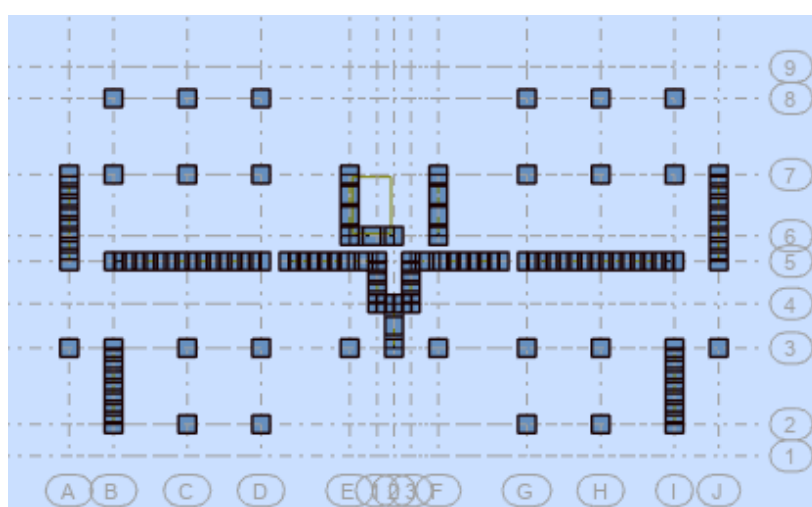
3<sup>ème</sup> Disposition :

Figure V.7. Disposition des voiles

Tableau V-5: Résultat dynamique de la 3<sup>ème</sup> disposition

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| 3/ 1     | 1,76           | 0,57          | 0,25                   | 52,55                  | 0,25                | 52,55               | 4801257,85      | 4801257,85      |
| 3/ 2     | 1,97           | 0,51          | 1,65                   | 65,70                  | 1,40                | 13,15               | 4801257,85      | 4801257,85      |
| 3/ 3     | 2,89           | 0,35          | 71,15                  | 65,70                  | 69,50               | 0,01                | 4801257,85      | 4801257,85      |
| 3/ 4     | 6,71           | 0,15          | 71,20                  | 81,10                  | 0,05                | 15,39               | 4801257,85      | 4801257,85      |
| 3/ 5     | 7,64           | 0,13          | 71,81                  | 83,51                  | 0,61                | 2,42                | 4801257,85      | 4801257,85      |
| 3/ 6     | 9,34           | 0,11          | 86,05                  | 83,52                  | 14,24               | 0,01                | 4801257,85      | 4801257,85      |
| 3/ 7     | 14,06          | 0,07          | 86,06                  | 89,66                  | 0,01                | 6,14                | 4801257,85      | 4801257,85      |
| 3/ 8     | 16,42          | 0,06          | 86,95                  | 90,14                  | 0,89                | 0,49                | 4801257,85      | 4801257,85      |
| 3/ 9     | 17,66          | 0,06          | 91,81                  | 90,18                  | 4,86                | 0,03                | 4801257,85      | 4801257,85      |
| 3/ 10    | 20,06          | 0,05          | 91,84                  | 90,18                  | 0,03                | 0,00                | 4801257,85      | 4801257,85      |

## V.5.3.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique par robot 2019 :

En examinant le premier mode de vibration de la structure, représenté dans le tableau, on constate une torsion importante. Par conséquent, nous avons opté pour une autre disposition afin de minimiser cette torsion et assurer une interaction satisfaisante entre le voile et le portique, conformément au règlement RPA99 version 2003. Par ailleurs, il est à noter que la période fondamentale de vibration de la structure est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA99, ce qui représente un deuxième défi à relever.

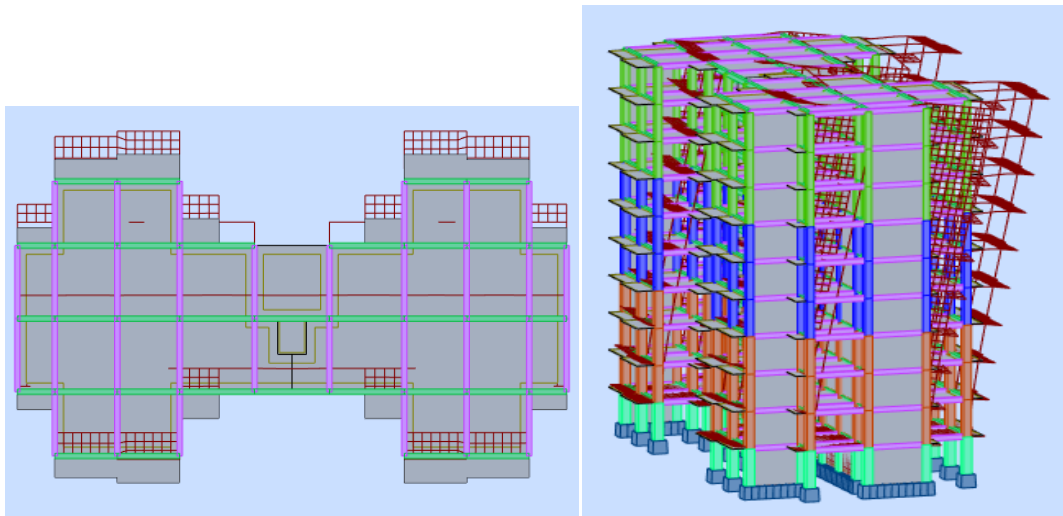
### V.6.Vérification de la période

Il convient de souligner que la période fondamentale de vibration mesurée dans l'analyse est inférieure à celle obtenue à l'aide des formules empiriques du RPA99, majorée de 30%.

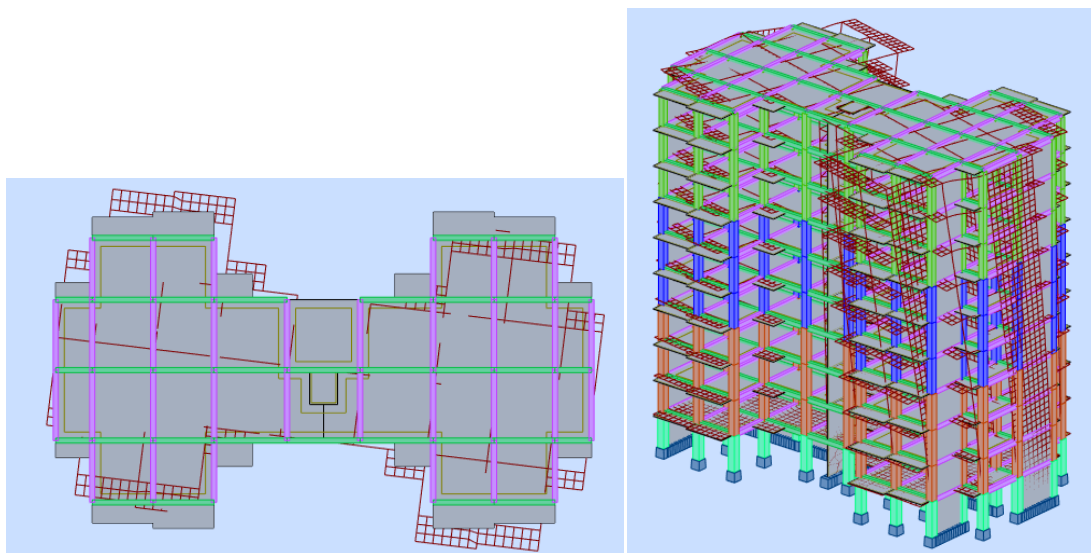
$$T_{analytique} \leq 1.3T_{emp} \Rightarrow \begin{cases} T_{analy,x} = 0.57 \text{ s} \leq 1.3T_{emp,x} = 0.644 \text{ s} \dots\dots\dots C.V \\ T_{analy,y} = 0.51 \text{ s} \leq 1.3T_{emp,y} = 0.834 \text{ s} \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

D'après les résultats obtenus, il en ressort que :

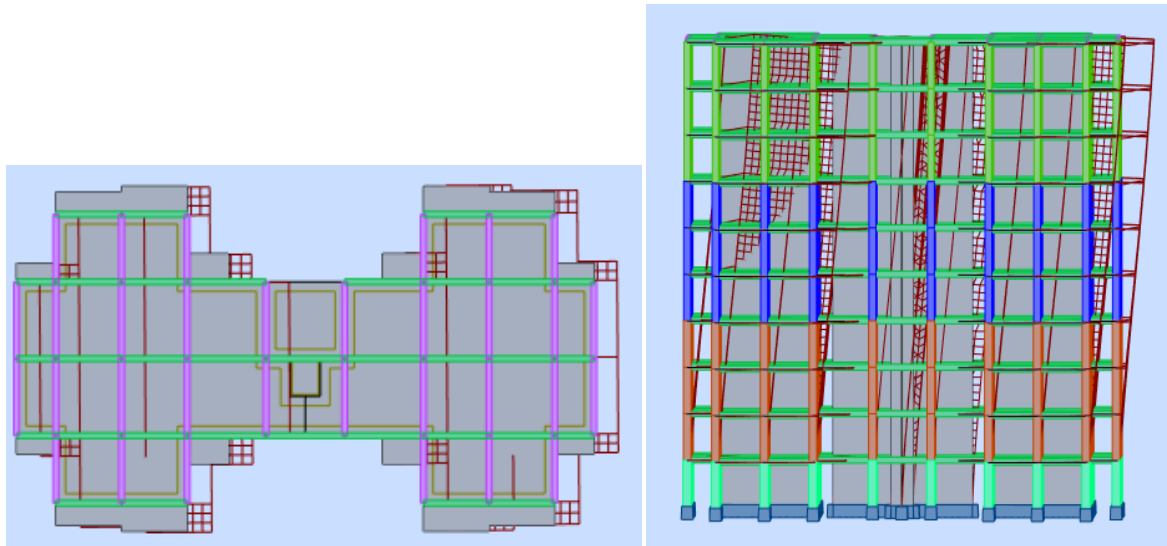
- Le premier mode de vibration correspond à une translation selon la direction y, avec un taux de participation massique de 52.55 dans cette direction.
- Le troisième mode de vibration correspond à une translation selon la direction x, avec un taux de participation massique de 69.50% dans cette direction.
- Le deuxième mode de vibration correspond à une torsion autour de la direction verticale Z.



**Figure V-8:** Représentation du mode 1 (Direction Y).(T=0.57s)



**Figure V-9:** Représentation du mode 2 (Direction Z).(T=0.51s)



**Figure V-10:** Représentation du mode 3 (Direction X) (T=0.35s)

#### V.6.1. Centre de gravité et centre de rigidité :

L'excentricité théorique dans les deux sens est donnée par:

$$e_{tx} = X_m - X_t$$

$$e_{ty} = Y_m - Y_t$$

$X_t$  et  $X_t$  : les coordonnées du centre de torsion

$X_m$  et  $Y_m$  : les coordonnées du centre de masse

L'excentricité additionnelle dans les deux sens est donnée par (art 4.3.7 RPA99/V2003):

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$e_{ax} = \pm 0.05L_x$$

$$e_{ay} = \pm 0.05L_y$$

Les résultats des excentricités théoriques et additionnelles sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V-6:** Les résultats des excentricités théoriques et additionnelles

| Niveau     | $e_{tx}(m)$ | $e_{ax}(m)$ | $e_{ty}(m)$ | $e_{ay}(m)$ |
|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>RDC</b> | 0,00        | 1,54        | 0,21        | 0.92        |
| <b>1</b>   | 0,02        | 1,54        | 0,21        | 0.92        |
| <b>2</b>   | 0,04        | 1,54        | 0,17        | 0.92        |
| <b>3</b>   | 0,03        | 1,54        | 0,30        | 0.92        |
| <b>4</b>   | 0,02        | 1,54        | 0,22        | 0.92        |
| <b>5</b>   | 0,02        | 1,54        | 0,22        | 0.92        |
| <b>6</b>   | 0,02        | 1,54        | 0,29        | 0.92        |
| <b>7</b>   | 0,02        | 1,54        | 0,28        | 0.92        |
| <b>8</b>   | 0,04        | 1,54        | 0,27        | 0.92        |
| <b>9</b>   | 0,01        | 1,54        | 0,13        | 0.92        |

### V.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ , nous avons

**Tableau V-7:** Vérification de la résultante des forces sismiques

|                 | $V_{st}(KN)$ | $V_{dyn}(KN)$  | $80\%V_{st}$ | $V_{dyn} > 80\%V_{st}$ |
|-----------------|--------------|----------------|--------------|------------------------|
| <b>Sens X-X</b> | 2699.67      | <b>3202.53</b> | 2159.73      | Oui                    |
| <b>Sens Y-Y</b> | 2255.21      | <b>2347.14</b> | 1804.16      | Oui                    |

#### ❖ Analyse des résultats

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

**V.8. Vérification des déplacements inter-étages:** [Art 4.4.3 RPA99v2003] Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  Déplacement dû aux forces sismiques.

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K - 1$  est égal à  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:  $\Delta_{k,adm} = 1\%h_e$

Avec:

$h_e$ : La hauteur libre de l'étage considéré.

Le logiciel AUTO DESK Robot Structural Analyse 2020, nous donne directement le déplacement horizontal à chaque niveau  $\delta_k$ . Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique et les vérifications se font selon les deux directions, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant ci-après

**Tableau IV. 8:** Vérification des déplacements inter-étage suivant x et y :

| Niveau     | Sens (X)       |                | Sens (Y)       |                | $h_e(m)$ | $\Delta_{k adm}(cm)$ | $\Delta_k \leq \Delta_{k adm}$ |
|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------|----------------------|--------------------------------|
|            | $\delta_k(cm)$ | $\Delta_k(cm)$ | $\delta_k(cm)$ | $\Delta_k(cm)$ |          |                      |                                |
| <b>RDC</b> | 0,075          | 0,075          | 0,090          | 0,090          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |
| <b>1</b>   | 0,203          | 0,127          | 0,282          | 0,192          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |
| <b>2</b>   | 0,358          | 0,155          | 0,548          | 0,267          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |
| <b>3</b>   | 0,527          | 0,170          | 0,863          | 0,314          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |
| <b>4</b>   | 0,700          | 0,173          | 1,212          | 0,350          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |
| <b>5</b>   | 0,869          | 0,169          | 1,576          | 0,364          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |
| <b>6</b>   | 1,027          | 0,158          | 1,942          | 0,365          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |
| <b>7</b>   | 1,171          | 0,144          | 2,300          | 0,358          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |
| <b>8</b>   | 1,298          | 0,127          | 2,644          | 0,344          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |
| <b>9</b>   | 1,412          | 0,115          | 2,982          | 0,338          | 3,06     | 3,06                 | CV                             |

❖ **Analyse des résultats** D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**V.9. Vérification de l'effort normal réduit:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (l'Art 7.4.3.1 RPA99/v2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : est l'aire (section brute)

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**Tableau V-9: Vérification de l'effort normal réduit du poteau**

| $B_c (cm^2)$ | $N_d (KN)$ | V    | Vérification |
|--------------|------------|------|--------------|
| (60 × 60)    | 1788.59    | 0.19 | CV           |
| (55 × 55)    | 1570.02    | 0.20 | CV           |
| (50 × 50)    | 982.78     | 0.15 | CV           |
| (45 × 45)    | 427.96     | 0.08 | CV           |

**V.10. Vérification au renversement:**

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (l'Art 4.2.5 RPA99/v2003) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0.07 TV$  où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0.25V$  et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes. La partie restante de V soit  $V - F_t$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_t = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

❖ **Distribution horizontale des forces sismiques :**

D'après l'Art 4.2.6 RPA99/v2003 :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :  $V_k = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$

❖ **Stabilité au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai suivantes (l'Art 4.4.1 RPA99/v2003).

Le moment de renversement causé par l'action sismique est au plus égale à 2/3 le moment stabilisant, qui sera calculé en prenant le poids total de la structure.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Tableau V-10: Vérification au renversement selon X

| Niveau | $F_K$   | $h_K$ | $F_K \times h_K$   | $W_K$   | $X_G$ | $W_K \times X_G$   |
|--------|---------|-------|--------------------|---------|-------|--------------------|
| RDC    | 2691,13 | 3.06  | 8234.85            | 5610.33 | 15.40 | 86399.08           |
| 1      | 2661,81 | 6.12  | 16290.27           | 5107.51 | 15.40 | 78655.65           |
| 2      | 2596,28 | 9.18  | 23833.85           | 5063.58 | 15.40 | 77979.13           |
| 3      | 2435,43 | 12.24 | 29809.66           | 5049.37 | 15.40 | 77760.29           |
| 4      | 2204,62 | 15.30 | 33730.68           | 4955.70 | 15.40 | 76317.78           |
| 5      | 1945,20 | 18.36 | 35713.87           | 4894.24 | 15.40 | 75371.29           |
| 6      | 1636,76 | 21.46 | 35124.86           | 4905.92 | 15.40 | 75551.16           |
| 7      | 1259,50 | 24.48 | 30832.56           | 4775.10 | 15.40 | 73536.54           |
| 8      | 854,37  | 27.54 | 23529.34           | 2978.71 | 15.40 | 45872.13           |
| 9      | 573,24  | 30.60 | 17541.14           | 4672.07 | 15.40 | 71949.78           |
|        |         |       | $\sum = 254640.11$ |         |       | $\sum = 739392.83$ |

Tableau V-11: Vérification au renversement selon Y

| Niveau | $F_K$   | $h_K$ | $F_K \times h_K$     | $W_K$   | $X_G$ | $W_K \times X_G$     |
|--------|---------|-------|----------------------|---------|-------|----------------------|
| RDC    | 2008,10 | 3.06  | 6144.78              | 5610.33 | 9.22  | 51727.24             |
| 1      | 2030,50 | 6.12  | 12426.66             | 5107.51 | 9.22  | 47091.24             |
| 2      | 1980,76 | 9.18  | 18183.37             | 5063.58 | 9.22  | 46686.2              |
| 3      | 1861,38 | 12.24 | 22783.29             | 5049.37 | 9.22  | 46555.19             |
| 4      | 1692,20 | 15.30 | 25890.66             | 4955.70 | 9.22  | 45691.55             |
| 5      | 1515,03 | 18.36 | 27815.95             | 4894.24 | 9.22  | 45124.89             |
| 6      | 1299,36 | 21.46 | 27884.26             | 4905.92 | 9.22  | 45232.58             |
| 7      | 1031,29 | 24.48 | 25245.97             | 4775.10 | 9.22  | 44026.42             |
| 8      | 755,00  | 27.54 | 20792.7              | 2978.71 | 9.22  | 27463.70             |
| 9      | 642,44  | 30.60 | 19658.66             | 4672.07 | 9.22  | 43076.48             |
|        |         |       | $\Sigma = 206826.27$ |         |       | $\Sigma = 442675.51$ |

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

#### V.11. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

$h_k$  : Hauteur de l'étage "k".

Si  $0.1 < \theta_k < 0.2$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si  $\theta_k > 0.2$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants:

Tableau V-12: Vérification à l'effet P- $\Delta$  sens X-Y

| Etage | H   | P        | V <sub>x</sub> | $\Delta x$ | $\theta$ | OBS | V <sub>y</sub> | $\Delta y$ | $\theta$ | OBS |
|-------|-----|----------|----------------|------------|----------|-----|----------------|------------|----------|-----|
| RDC   | 306 | 47081,07 | 2691,13        | 0,075      | 0.004    | cv  | 2008,10        | 0,090      | 0.006    | cv  |
| 1     | 306 | 41566,66 | 2661,81        | 0,127      | 0.006    | cv  | 2030,50        | 0,192      | 0.012    | cv  |
| 2     | 306 | 36566,21 | 2596,28        | 0,155      | 0.007    | cv  | 1980,76        | 0,267      | 0.016    | cv  |
| 3     | 306 | 31597,20 | 2435,43        | 0,170      | 0.007    | cv  | 1861,38        | 0,314      | 0.017    | cv  |
| 4     | 306 | 26637,65 | 2204,62        | 0,173      | 0.007    | cv  | 1692,20        | 0,350      | 0.018    | cv  |
| 5     | 306 | 21782,09 | 1945,20        | 0,169      | 0.006    | cv  | 1515,03        | 0,364      | 0.017    | cv  |
| 6     | 306 | 16979,02 | 1636,76        | 0,158      | 0.005    | cv  | 1299,36        | 0,365      | 0.015    | cv  |
| 7     | 306 | 12161,39 | 1259,50        | 0,144      | 0.004    | cv  | 1031,29        | 0,358      | 0.013    | cv  |
| 8     | 306 | 7480,49  | 854,37         | 0,127      | 0.003    | cv  | 755,00         | 0,344      | 0.011    | cv  |
| 9     | 306 | 4547,09  | 573,24         | 0,115      | 0.002    | cv  | 642,44         | 0,338      | 0.007    | cv  |

### V.12. Conclusion

Lors de la modélisation, l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction, les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- $\Delta$ . Et effort normale réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement sont acceptées.

# **Chapitre VI : Etude des éléments structuraux**

**VI.1. Introduction :**

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations.

Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

**•Poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

**•Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (robot).

**VI.2. Combinaison des charges :**

Les combinaisons de charges que nous allons les utiliser pour le calcul de ferrailage dans les éléments porteurs de la structure sont de deux natures distinctes :

**•Combinaisons BAEL :**

Selon les règles **CBA93** et **BAEL 91 modifié 99**, et combinant les charges verticales permanentes et d'exploitations comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a l'ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{a l'ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

**•Combinaisons RPA :**

Correspondent à la situation accidentelle de la structure, ces combinaisons sont prescrites par le règlement parasismique algérien **RPA99 version 2003** par l'article 5.2 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

- La combinaison  $(1.35G + 1.5Q)$  nous permet de déterminer le moment maximal en travée.
- La combinaison  $(G + Q \pm E)$  dont le moment négative maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur en nouveau des appuis.
- La combinaison  $(0.8G \pm E)$  nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra donc le cas où  $M > 0$  de déterminer le ferrailage au nouveau des appuis.

Avec :

$G$  : Charges permanentes.

$Q$  : Charges d'exploitation non pondérées.

$E$  : Action du séisme représentée par des composantes horizontales.

**VI.3. Ferrailage des poutres :****VI.3.1. Introduction**

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant. (Les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte ; Donc le ferrailage fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

## VI.3.2. Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **BAEL (1.35G + 1.5Q)** : pour déterminer le moment Max entravée.
- Situation accidentelle selon le **RPA 99 Version 2003 (G + Q ± E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

## VI.3.3. Recommandations des RPA 99 Version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

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.

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi$  en zone I
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

## VI.3.4. Sollicitations de calcul sur poutre :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot 2020 les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau VI.1:**Sollicitations de calcul sur poutre

| Types                       | Moment en appuis (KN.m) |             |             | Moment entravée (KN.m) |             |             | Effort tranchant (KN) |
|-----------------------------|-------------------------|-------------|-------------|------------------------|-------------|-------------|-----------------------|
|                             | $M_a^u$                 | $M_a^{ser}$ | $M_a^{Acc}$ | $M_t^u$                | $M_t^{ser}$ | $M_t^{Acc}$ | T                     |
| Poutre principale (30 × 40) | -75.34                  | -54.67      | -127.72     | 34.35                  | 25.05       | -63.82      | 100.41                |
|                             |                         |             | 122.53      |                        |             | 61.27       |                       |
| Poutre secondaire (30 × 40) | -38.32                  | -27.61      | -87.22      | 20.01                  | 14.40       | -43.61      | 49.08                 |
|                             |                         |             | 72.33       |                        |             | 36.16       |                       |

## VI.3.5. Ferrailage longitudinal :

## a) En travées : (situation durable)

- Poutres principales :  $B = (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$M_{tu} = 34.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{34.35 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.36^2} = 0.062$$

$$\mu_{bu} 0.062 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.08$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3844 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{34.35 \times 10^{-3}}{0.3844 \times 347.826} \times 10^4 = 2.57 \text{ cm}^2$$

## b) En appuis: (situation durable)

$$M_a = 75.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{75.34 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.3 \times 0.36^2} = 0.136$$

$$\mu_{bu} = 0.136 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.183$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3336 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{75.34 \times 10^{-3}}{0.3336 \times 347.826} \times 10^4 = 6.49 \text{ cm}^2$$

## ❖ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL Art A.4.2.1)

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \cdot h \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.40 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.30 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2: Vérification de la condition non fragilité

| Types                                          |        | $A_{cal}^{ELU} (\text{cm}^2)$ | $A_{cal}^{ACC} (\text{cm}^2)$ |       | $A_{min}^{RPA} (\text{cm}^2)$ | $A_{min}^{BAEL} (\text{cm}^2)$ |
|------------------------------------------------|--------|-------------------------------|-------------------------------|-------|-------------------------------|--------------------------------|
| Poutre principale<br>(30 × 40) cm <sup>2</sup> | Travée | 2.57                          | Sup                           | 5.44  | 6.00                          | 1.30                           |
|                                                |        |                               | Inf                           | 5.22  |                               |                                |
|                                                | Appuis | 6.49                          | Sup                           | 11.11 | 6.00                          | 1.30                           |
|                                                |        |                               | Inf                           | 11.74 |                               |                                |
| Poutre secondaire<br>(30 × 40) cm <sup>2</sup> | Travée | 1.67                          | Sup                           | 3.63  | 6.00                          | 1.30                           |
|                                                |        |                               | Inf                           | 2.99  |                               |                                |
|                                                | Appuis | 3.13                          | Sup                           | 7.64  | 6.00                          | 1,30                           |
|                                                |        |                               | Inf                           | 6.22  |                               |                                |

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

| Types             |        |     | Choix des barres           | $A_{adopt} (cm^2)$ |
|-------------------|--------|-----|----------------------------|--------------------|
| Poutre principale | travée | Sup | 3HA16 fil                  | 6.03               |
|                   |        | Inf | 3HA16 fil                  | 6.03               |
|                   | appuis | Sup | 3HA16 fil + 3HA16 chapeaux | 12.06              |
|                   |        | Inf | 3HA16 fil + 3HA16 chapeaux | 12.06              |
| Poutre secondaire | travée | Sup | 3HA14 fil+3HA12 fil        | 8.01               |
|                   |        | Inf | 3HA14 fil+3HA12 fil        | 8.01               |
|                   | appuis | Sup | 3HA14 fil+3HA12 fil        | 8.01               |
|                   |        | Inf | 3HA14 fil+3HA12 fil        | 8.01               |

➤ **Vérification des armatures selon le RPA 99 :**

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante :  $A_{max} = 4\%b.h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 cm^2 \geq A_{adopte}$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%b.h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 cm^2 \geq A_{adopte}$

**VI.3.6. Calcul des armatures transversales :**

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{lmin} \right\}$$

➤ **Poutres Principales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 16 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 mm$$

On adopte :  $A_t = 4T8 = 2.01 cm^2$

Soit : 1 cadre +1étrier de  $\phi$  8 pour toutes les poutres principales.

➤ **Poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 mm$$

On adopte :  $A_t = 4T8 = 2.01 cm^2$

Soit : 1 cadre +1étrier de  $\phi$  8 pour toutes les poutres secondaires.

## ❖ Espacement des armatures transversales :

a) Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

$$\text{➤ Zone nodale: } s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_{l \min} \right\}$$

$$\bullet \text{ Poutres Principales : } s_t \leq \min \left\{ \frac{10 \text{ cm}}{19.2 \text{ cm}} = 10 \text{ cm} \right\} \text{ Soit : } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ Poutres secondaires : } s_t \leq \min \left\{ \frac{10 \text{ cm}}{14.4 \text{ cm}} = 10 \text{ cm} \right\} \text{ Soit : } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Zone courante : } s_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\bullet \text{ Poutres Principales : } s_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \text{ Soit : } s_t = 15 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ Poutres secondaires : } s_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \text{ Soit : } s_t = 15 \text{ cm}$$

b) Selon BAEL:  $s_t \leq \min \left\{ \frac{0.9d}{40 \text{ cm}} \right\}$ 

$$\bullet \text{ Poutres Principales : } s_t \leq \min \left\{ \frac{0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 32.4 \text{ cm} \right\} \text{ Soit : } s_t = 30 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ Poutres secondaires : } s_t \leq \min \left\{ \frac{0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 32.4 \text{ cm} \right\} \text{ Soit : } s_t = 30 \text{ cm}$$

## ❖ Vérification de la section d'armatures transversales :

a) Selon le RPA99 :  $A_t \geq 0.003 \cdot s_t \cdot b$ 

➤ Zone nodale :

$$\bullet \text{ Poutre principales : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

$$\bullet \text{ Poutre secondaires : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ Zone courante :

$$\bullet \text{ Poutre principales : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

$$\bullet \text{ Poutre secondaires : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

b) Selon le BAEL :  $A_t \geq \frac{s_t \times 0.4b}{f_e}$ 

➤ Zone nodale :

$$\bullet \text{ Poutre principales : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{10 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.3 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

$$\bullet \text{ Poutre secondaires : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{10 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.3 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ Zone courante :

$$\bullet \text{ Poutre principales : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

$$\bullet \text{ Poutre secondaires : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

## VI.3.7. Vérifications nécessaires

a) Vérifications à ELU

## ❖ Vérification au cisaillement (BAEL)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau VI.4: Vérification au cisaillement

| Poutres            | $T_u(kN)$ | $\tau_u(kN)$ | Observation |
|--------------------|-----------|--------------|-------------|
| Poutre principales | 100.41    | 0.92         | Vérifiée    |
| Poutressecondaires | 49.08     | 0.45         | Vérifiée    |

Donc Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

❖ état limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15[A_s + A'_s]y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15(A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (d' - y)^2)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton :

| Types | Au Niveau | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A'_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $y$<br>(cm) | $I$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ |
|-------|-----------|---------------------|-----------------------------|------------------------------|-------------|---------------------------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------------|
| PP    | Appuis    | 54.67               | 12.06                       | 12.06                        | 13.24       | 129201.46                 | 5.60                   | 15                                | Vérifié                                   |
|       | Travées   | 25.05               | 6.03                        | 6.03                         | 10.81       | 73079.17                  | 3.71                   | 15                                | Vérifié                                   |
| PS    | Appuis    | 27.61               | 8.01                        | 8.01                         | 11.80       | 92350.70                  | 3.52                   | 15                                | Vérifié                                   |
|       | Travées   | 14.40               | 8.01                        | 8.01                         | 11.80       | 92350.70                  | 1.84                   | 15                                | Vérifié                                   |

❖ Contrainte des aciers :

L'état de fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire.

❖ Condition de la vérification de la flèche selon CBA 93 (Article B.6.5.1):

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes,

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

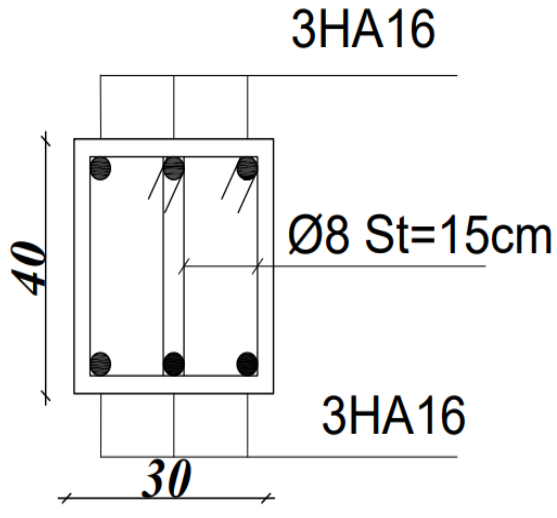
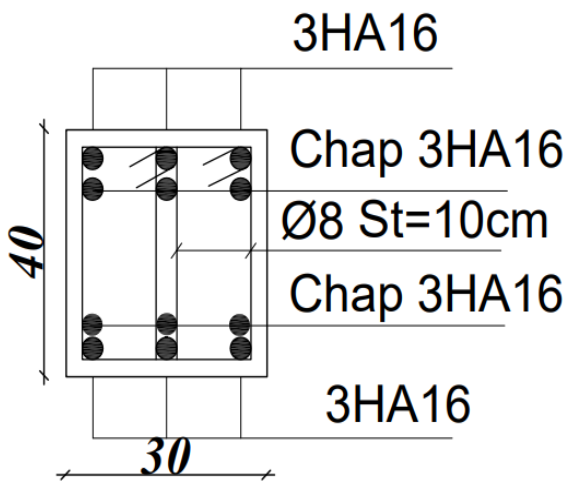
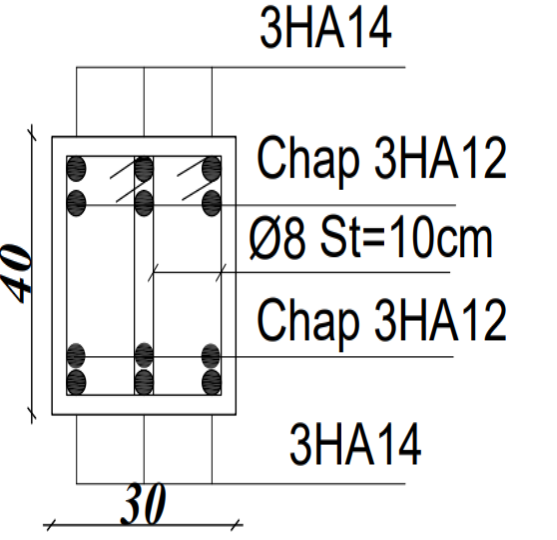
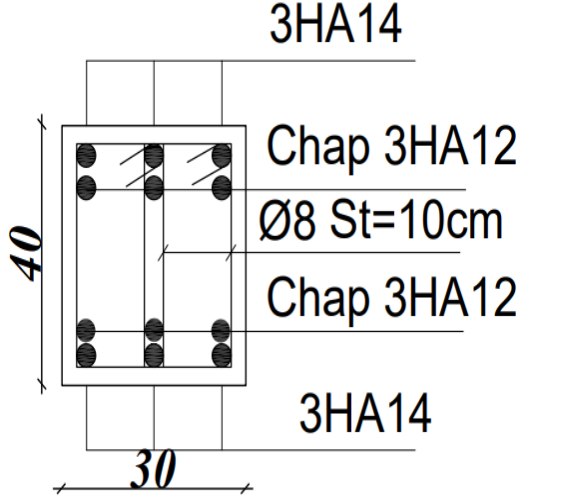
e)  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \cdot M_{0,ser}}$

f)  $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau VI.6:Vérification de la flèche

| Types | $h$<br>(cm) | $b$<br>(cm) | $L$<br>(cm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\frac{h}{L}$ | $\frac{M_{t,ser}}{10 \cdot M_{0,ser}}$ | $\frac{A_s}{b_0 \cdot d}$ | $\frac{4.2}{f_e}$ | A  | b  | C  |
|-------|-------------|-------------|-------------|-----------------------------|---------------|----------------------------------------|---------------------------|-------------------|----|----|----|
| PP    | 40          | 30          | 420         | 6.03                        | 0.09          | 0.045                                  | 0.005                     | 0.01              | cv | cv | Cv |
| PS    | 40          | 30          | 410         | 8.01                        | 0.09          | 0.05                                   | 0.007                     | 0.01              | cv | cv | Cv |

VI.3.8. Schéma de ferrailage des poutres

| EN travée                                                                                                                   | EN appui                                                                             |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| <p data-bbox="181 479 229 524">PP</p>      |    |
| <p data-bbox="181 1173 229 1218">PS</p>  |  |

FigureVI-1:Schéma de ferrailage des poutres

## VI.4. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions ( $M_y; M_z$  donnés par le Robot).

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l'ELU

### VI.4.1.Recommandation du RPA 99 version 2003:

**a) Armatures longitudinales:** Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0,7%(zone I).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données :  $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

**b) Armatures transversales:** Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$ : effort tranchant de calcul

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho$ : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Avec :  $\lambda$  l'élancement géométrique

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm})$  en Zone I

Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l$  en Zone I

$\phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales

-La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en % est donnée par:

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

### VI.4.2. Calcul du ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils transmettent les efforts (G, Q et E) aux fondations. Leurs sections sont soumises à la flexion composée sous un moment et un effort normale. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée SPC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à un moment fléchissant ( $M_y$  ou  $M_z$ )

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des Sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

**Tableau VI.7:** Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

|                        | $\gamma_b$ | $\gamma_s$ | $f_{c28}(MPa)$ | $f_{bu}(MPa)$ | $f_e(MPa)$ | $\sigma_s(MPa)$ |
|------------------------|------------|------------|----------------|---------------|------------|-----------------|
| Situation durable      | 1.5        | 1.15       | 25             | 14.17         | 400        | 347.826         |
| Situation accidentelle | 1.15       | 1          | 25             | 18.48         | 400        | 400             |

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons de charges citées au paragraphe précédent, dans les deux sens longitudinal et transversal. Il est à noter que nous prévoyons un calcul pour les cas ci-après:

$$N_{max} \Rightarrow M_{corr}$$

$$N_{min} \Rightarrow M_{corr}$$

$$M_{max} \Rightarrow N_{corr}$$

## VI.4.2.1. Les résultats de l'auto desk robot structural analysés Professional 2019

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel robot sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau VI.8: Efforts internes

| Sollicitations |         |                     | Poteaux<br>(60 × 60)cm <sup>2</sup> | Poteaux<br>(55 × 55)cm <sup>2</sup> | Poteaux<br>(50 × 50)cm <sup>2</sup> | Poteaux<br>45 × 45)cm <sup>2</sup> |
|----------------|---------|---------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| Cas 01         | ELU     | $N_{max} (KN)$      | 1788.59                             | 1570.02                             | 982.78                              | 427.96                             |
|                |         | $M_{y,corr} (KN.m)$ | -0.65                               | -4.79                               | -10.56                              | -12.31                             |
|                |         | $M_{z,corr} (KN.m)$ | 3.77                                | -1.49                               | -16.20                              | -15.91                             |
| Cas 02         | 0.8G+EY | $N_{min} (KN)$      | -731.10                             | -517.95                             | -106.85                             | -44.70                             |
|                |         | $M_{y,corr} (KN.m)$ | 5.98                                | 6.76                                | 10.30                               | 11.10                              |
|                |         | $M_{z,corr} (KN.m)$ | -80.97                              | -35.95                              | -15.08                              | -18.21                             |
| Cas 03         | G+Q+EY  | $M_{max} (KN.m)$    | 82.83                               | 48.50                               | 42.51                               | 41.61                              |
|                |         | $N_{corr} (KN)$     | 1649.41                             | 423.11                              | 252.07                              | 107.08                             |
|                |         | $M_{z,corr} (KN.m)$ | -14.65                              | 0.94                                | 1.058                               | -7.05                              |
| Cas 04         | ELS     | $N_{max} (KN)$      | 1304.29                             | 1145.35                             | 716.77                              | 311.70                             |
|                |         | $M_{y,corr} (KN.m)$ | -0.51                               | -3.61                               | -7.79                               | -9.09                              |
|                |         | $M_{z,corr} (KN.m)$ | 2.73                                | -1.05                               | -11.63                              | -11.44                             |

#### VI.4.2.2. Calcul du ferrailage :

##### ❖ Exemple de calcul:

Nous exposerons un exemple de calcul pour le poteau (60 × 60)cm<sup>2</sup>

##### ❖ Les armatures longitudinales:

##### Cas 01 :

$$N_{max} = 1788.59 \text{ KN} ; M_{max} = 3.77 \text{ KN.m}$$

##### ➤ Calcul des excentricités :

##### ✓ Etat limite ultime :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

$e_1$ : Excentricité de premier ordre.

$e_2$ : Excentricité due aux effets de second ordre.

$e_a$ : Excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.77}{1788.59} = 0.002 \text{ m}$$

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

$\alpha$ : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanentes.

$l_f$ : Longueur de flambement.

$\varphi$ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considérée. ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{3.77}{1.5 \times 2.73} \right) = 0.79$$

$$l_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.6} (2 + 0.79 \times 2) = 0.008 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.002 + 0.008 + 0.02 = 0.03 \text{ m} = 3.0 \text{ cm}$$

On calcul un moment de flexion fictif :

$$M_{ua} = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right) = 1788.59 \left( 0.03 + 0.9 \times 0.6 - \frac{0.6}{2} \right) = 482.92 \text{ KN.m}$$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{482.92 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.6)^2 \times 14.17} = 0.194$$

$$\mu_{bu} = 0.204 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\mu_{bu} = 0.194 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)}$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.272$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.481 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.194 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{bc} \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \Rightarrow \varepsilon_{st} = 3.5\text{‰} \left( \frac{1 - 0.272}{0.272} \right) = 9.36\text{‰}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E} \Rightarrow \varepsilon_l = \frac{400}{1.15 \times 2.1 \times 10^5} = 1.66\text{‰}$$

$$\varepsilon_{st} = 9.36\text{‰} \geq \varepsilon_l = 1.66\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{482.92 \times 10^{-3}}{0.481 \times 347.826} \times 10^4 = 28.86 \text{ cm}^2$$

En flexion composé :

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 28.86 - \frac{1788.59}{347.826} \times 10 = 22.59 \text{ cm}^2$$

**Cas 02 :**

$$N_{max} = 731.10 \text{ KN} ; M_{max} = 80.97 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des excentricités :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{80.97}{731.10} = 0.11 \text{ m}$$

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

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{3.77}{1.5 \times 2.73} \right) = 0.79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.6} (2 + 0.79 \times 2) = 0.008 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.11 + 0.008 + 0.02 = 0.138 \text{ m} = 13.8 \text{ cm}$$

On calcul un moment de flexion fictif :

$$M_{ua} = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right) = 731.10 \left( 0.138 + 0.9 \times 0.6 - \frac{0.6}{2} \right) = 276.35 \text{ KN.m}$$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{276.35 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.6)^2 \times 18.48} = 0.085$$

$$\mu_{bu} = 0.085 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\mu_{bu} = 0.085 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (FeE400)}$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.111$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.516 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.085 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{276.35 \times 10^{-3}}{0.516 \times 400} \times 10^4 = 13.38 \text{ cm}^2$$

En flexion composé :

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 13.38 - \frac{-731.10}{400} \times 10 = 31.65 \text{ cm}^2$$

**Cas 03 :**

$$N_{max} = 1649.41 \text{ KN} ; M_{max} = 82.83 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des excentricités :**

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{82.83}{1649.41} = 0.05 \text{ m}$$

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

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{3.77}{1.5 \times 2.73} \right) = 0.79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.7} (2 + 0.79 \times 2) = 0.008 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e = 0.05 + 0.008 + 0.02 = 0.078 \text{ m} = 7.8 \text{ cm}$$

On calcul un moment de flexion fictif :

$$M_{ua} = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right) = 1649.41 \left( 0.078 + 0.9 \times 0.6 - \frac{0.6}{2} \right) = 524.41 \text{ KN.m}$$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{524.41 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.9 \times 0.6)^2 \times 18.48} = 0.162$$

$$\mu_{bu} = 0.162 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

⇒ La section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple

$$\mu_{bu} = 0.162 \leq \mu_l = 0.392 (FeE400)$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées  $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.111$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.516m$$

$$\mu_{bu} = 0.162 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{524.41 \times 10^{-3}}{0.516 \times 400} \times 10^4 = 25.40 \text{ cm}^2$$

En flexion composé :

$$A_{Fc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 25.40 - \frac{1641.41}{400} \times 10 = 15.63 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

➤ **Recommandations du RPA99 v 2003 :**

$$A_{min}^{RPA} = 0,7\%b \cdot h \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 0.7\% \times 60 \times 60 = 25.2 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \cdot h = 4\% \times 60 \times 60 = 14.4 \text{ cm}^2$
- En zone de recouvrement :  $A_{max} = 6\%b \cdot h = 6\% \times 60 \times 60 = 21.6 \text{ cm}^2$

➤ **Recommandations du BAEL91**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}$$

$$\Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times 60 \times 54 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{\frac{2.73 \times 100}{1304.29} - 0.45 \times 54}{\frac{2.73 \times 100}{1304.29} - 0.185 \times 54}$$

$$\Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 9.63 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9: ferrailages longitudinales des poteaux

| Section (cm <sup>2</sup> ) | Combinaisons | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A$ (cm <sup>2</sup> ) | Choix des barres            |
|----------------------------|--------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------|-----------------------------|
| (60 × 60)                  | Cas 01       | 22.59                        | 25.2                         | 9.63                         | 31.65                  | 12T20=37.70 cm <sup>2</sup> |
|                            | Cas 02       | 31.65                        |                              |                              |                        |                             |
|                            | Cas 03       | 15.63                        |                              |                              |                        |                             |
| (55 × 55)                  | Cas 01       | 19.24                        | 21.17                        | 8.16                         | 21.54                  | 12T16=24.1 cm <sup>2</sup>  |
|                            | Cas 02       | 21.58                        |                              |                              |                        |                             |
|                            | Cas 03       | 2.54                         |                              |                              |                        |                             |
| (50 × 50)                  | Cas 01       | 11.29                        | 17.5                         | 6.98                         | 17.5                   | 12T16=24.13cm <sup>2</sup>  |
|                            | Cas 02       | 1.95                         |                              |                              |                        |                             |
|                            | Cas 03       | 0.58                         |                              |                              |                        |                             |
| (45 × 45)                  | Cas 01       | 5.09                         | 14.17                        | 5.87                         | 14.17                  | 12T14=18.47 cm <sup>2</sup> |
|                            | Cas 02       | 1.80                         |                              |                              |                        |                             |
|                            | Cas 03       | 3.06                         |                              |                              |                        |                             |

❖ Ferrailage des armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC

Soit :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\text{L'élancement géométrique du poteau } \lambda_g : \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} = \frac{0.7 \times 2.8}{0.60} = 3.26$$

Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile  $\rho$  :  $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho = 3.75$

➤ Espacement des armatures transversales  $S_t$  :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \times 1.4; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $S_t \leq 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Les armatures transversales des poteaux :

- Dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot S_t \Rightarrow A_t = \frac{3.75 \times 55.41 \times 10^{-3}}{0.60 \times 400} \times 0.10 \times 10^4 \Rightarrow A_t = 0.86 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone courante :

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot S_t \Rightarrow A_t = \frac{3.75 \times 55.41 \times 10^{-3}}{0.60 \times 400} \times 0.15 \times 10^4 \Rightarrow A_t = 1.29 \text{ cm}^2$$

➤ La quantité d'armatures transversales minimale  $A_{t \min}$  :

$$\lambda_g = 3.26 \geq 3 \Rightarrow \frac{A_{t \min}}{S_t b} \geq 0.30\%$$

- Dans la zone nodale :  $A_{t\min} \geq 0.30\% \cdot S_t b \Rightarrow A_{t\min} \geq 0.3\% \times 10 \times 60$   
 $\Rightarrow A_{t\min} = 1.8 \text{ cm}^2$
- Dans la zone courante :  $A_{t\min} \geq 0.30\% \cdot S_t b \Rightarrow A_{t\min} \geq 0.3\% \times 15 \times 60$   
 $\Rightarrow A_{t\min} = 2.7 \text{ cm}^2$

Tableau VI.10 : Les armatures transversales des poteaux

| Niveau                                                | RDC       | 1 <sup>er</sup> a 3 <sup>eme</sup> étage | 4 <sup>eme</sup> a 6 <sup>eme</sup> étage | 7 <sup>eme</sup> a 9 <sup>eme</sup> étage |
|-------------------------------------------------------|-----------|------------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Section ( $\text{cm}^2$ )                             | (60 × 60) | (55 × 55)                                | (50 × 50)                                 | (45 × 45)                                 |
| $\phi_{\min}$ (cm)                                    | 1,4       | 1,4                                      | 1,4                                       | 1,4                                       |
| $\lambda_g$                                           | 3.26      | 3.56                                     | 3.92                                      | 3.92                                      |
| $\rho_a$                                              | 3,75      | 3,75                                     | 3.75                                      | 3.75                                      |
| $T_u$ (KN)                                            | 55.41     | 42.91                                    | 29.81                                     | 31.29                                     |
| zone nodale<br>$S_t$ (cm)                             | 10        | 10                                       | 10                                        | 10                                        |
| zone courante<br>$S_t$ (cm)                           | 15        | 15                                       | 15                                        | 15                                        |
| zone nodale<br>$A_t^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )   | 0,86      | 0.73                                     | 0.55                                      | 0.65                                      |
| zone courante<br>$A_t^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ ) | 1.29      | 1.09                                     | 0.83                                      | 0.97                                      |
| zone nodale<br>$A_t^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )         | 1.8       | 1.65                                     | 1.50                                      | 1.35                                      |
| zone courante<br>$A_t^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )       | 2.7       | 2.47                                     | 2.25                                      | 2.02                                      |
| $A_t$ ( $\text{cm}^2$ ) adopte                        | 4T10=3.14 | 4T10=3.14                                | 4T10=3.14                                 | 4T10=3.14                                 |
| Nombre des cadres                                     | 3         | 3                                        | 3                                         | 3                                         |

**VI.4.3. Vérification nécessaires :**

➤ **Vérification ELU :**

❖ **contraintes de cisaillement :**

➤ **Suivant RPA99 v 2003 :**

D'après l'art 7.4.3.2 RPA99/V2003 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu} = \frac{T}{b.d}$  sous

combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:  $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

**Tableau VI.11 : Vérification de cisaillement**

| Niveau                                   | $T(KN)$ | $b(m)$ | $d(m)$ | $\rho_d$ | $\tau_{bu}(MPa)$ | $\bar{\tau}_{bu}(MPa)$ | Vérification |
|------------------------------------------|---------|--------|--------|----------|------------------|------------------------|--------------|
| RDC                                      | 55.41   | 0,60   | 0,54   | 0,040    | 0,17             | 1                      | CV           |
| 1 <sup>er</sup> a3 <sup>eme</sup> étage  | 42.91   | 0,55   | 0,495  | 0,040    | 0,15             | 1                      | CV           |
| 4 <sup>eme</sup> a6 <sup>eme</sup> étage | 29.81   | 0,50   | 0,45   | 0,040    | 0,13             | 1                      | CV           |
| 7 <sup>eme</sup> a9 <sup>eme</sup> étage | 31.29   | 0,45   | 0,405  | 0,040    | 0,18             | 1                      | CV           |

➤ **Vérification ELS :**

❖ **Vérification des contraintes de compression :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc\ 1,2} = \frac{N_{ser}}{B} \pm \frac{M_G^{ser}}{I} \cdot y^{sup,inf} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

$$B = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogene)}$$

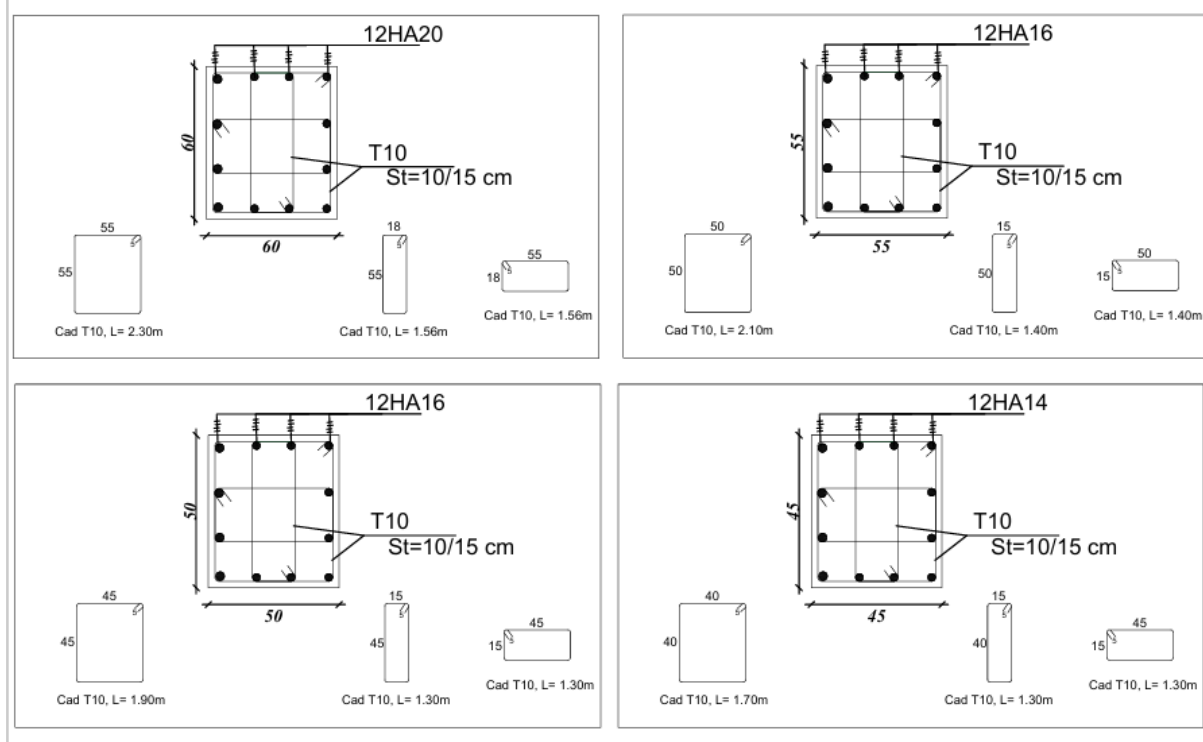
$$y^{sup} = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} ; y^{inf} = h - y^{sup}$$

$$I = \frac{b}{3} (y_{sup}^3 + y_{inf}^3) + 15A'(y^{inf} - d')^2 + 15(d - y^{sup})^2$$

**Tableau VI.12 :** Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

| Niveau                                    | $B$<br>( $cm^2$ ) | $d$<br>( $cm$ ) | $A$<br>( $cm^2$ ) | $y^{sup}$<br>( $cm$ ) | $y^{inf}$<br>( $cm$ ) | $I$<br>( $m^4$ ) | $N_{ser}$<br>( $kN$ ) | $M_G^{ser}$<br>( $kN.m$ ) | $\sigma_{bc1}$<br>( $MPa$ ) | $\sigma_{bc2}$<br>( $MPa$ ) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>( $MPa$ ) |
|-------------------------------------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|------------------|-----------------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| RDC                                       | (60 × 60)         | 0,54            | 37.70             | 33.25                 | 26.75                 | 176.3<br>8       | 1304.2<br>9           | 2.73                      | 2.21                        | 2.12                        | 15                               |
| 1 <sup>er</sup> à 3 <sup>ème</sup> étage  | (55 × 55)         | 0,49            | 24.13             | 28.08                 | 26.92                 | 135.2<br>7       | 1145.3<br>5           | 1.05                      | 2.83                        | 2.79                        | 15                               |
| 4 <sup>ème</sup> à 6 <sup>ème</sup> étage | (50 × 50)         | 0,45            | 24.13             | 25.63                 | 24.73                 | 126.8<br>3       | 716.77                | 11.6                      | 2.44                        | 1.98                        | 15                               |
| 7 <sup>ème</sup> à 9 <sup>ème</sup> étage | (45 × 45)         | 0,40            | 18.47             | 23.04                 | 21.96                 | 93.75            | 311.7                 | 11.4                      | 1.48                        | 0.94                        | 15                               |

## VI.4.4. Schéma de ferrailage des poteaux :



**Figure VI-2:** Schéma de ferrailage des poteaux

## VI.5. Etude des voiles :

### VI.5.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composées sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes  $G$  et aux surcharges d'exploitation  $Q$ ,

ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- ✓ des armatures verticales.
- ✓ des armatures horizontales.
- ✓ des armatures transversales.

## VI.5.2. Les combinaisons de calcul :

D'après art 7.7.4 RPA99 Version 2003 les trumeaux seront calculés en flexion composée (effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M)) tirées à partir des fichiers résultats du logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2019 sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q; \text{ ACC : } \begin{matrix} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{matrix}$$

**Tableau VI.13:** Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 01 sens y-y)

| Combinaison | $N(KN)$ | $M(KN.m)$ | $T(KN)$ | $\sigma_g(MPA)$ | $\sigma_d(MPA)$ | $L_t(m)$ | $L_c(m)$ |
|-------------|---------|-----------|---------|-----------------|-----------------|----------|----------|
| ELU         | 1604.3  | 41.28     | -10.15  | 1.88            | 2.03            | 0        | 4.10     |
| G+Q+EX      | 909,63  | 220,38    | 31,67   | 1.50            | 0.71            | 0        | 4.10     |
| G+Q-EX      | 1442,74 | 277,33    | -46,58  | 1.26            | 2.25            | 0        | 4.10     |
| G+Q+EY      | 1074,60 | 1571,06   | 201,36  | -1.49           | 4.11            | 1.10     | 3.0      |
| G+Q-EY      | 1277,77 | 1628,01   | -216,27 | -1.34           | 4.46            | 0.94     | 3.16     |
| 0.8G+EX     | 586,59  | 241,29    | 33,63   | 1.14            | 0.28            | 0        | 4.10     |
| 0.8G-EX     | 1119,69 | 256,42    | -44,63  | 0.90            | 1.82            | 0        | 4.1      |
| 0.8G+EY     | 751,55  | 1591,97   | 203,31  | -1.92           | 3.75            | 1.39     | 2.71     |
| 0.8G-EY     | 954,73  | 1607,10   | -214,31 | -1.7            | 4.03            | 1.21     | 2.89     |

**Tableau VI-14:** Les résultats des Contraintes aux extrémités (voile 02 sens x-x)

| Combinaison | $N(KN)$ | $M(KN.m)$ | $T(KN)$ | $\sigma_g(MPA)$ | $\sigma_d(MPA)$ | $L_t(m)$ | $L_c(m)$ |
|-------------|---------|-----------|---------|-----------------|-----------------|----------|----------|
| ELU         | 3653.27 | 18.28     | -2.96   | 2.60            | 2.59            | 0        | 7        |
| G+Q+EX      | 2172,47 | 3157,62   | 462,44  | -0.38           | 3.81            | 0.69     | 6.31     |
| G+Q-EX      | 3164,78 | 3129,61   | -466,78 | 0.34            | 4.17            | 0        | 7        |
| G+Q+EY      | 2534,02 | 253,34    | 18,84   | 1.96            | 1.65            | 0        | 7        |
| G+Q-EY      | 2803,23 | 225,33    | -23,18  | 1.86            | 2.14            | 0        | 7        |
| 0.8G+EX     | 1368,76 | 3151,60   | 463,07  | -0.95           | 2.9             | 1.73     | 5.27     |
| 0.8G-EX     | 2361,06 | 3135,63   | -466,15 | -0.23           | 3.60            | 0.42     | 6.58     |
| 0.8G+EY     | 1730,31 | 247,32    | 19,47   | 1.38            | 1.08            | 0        | 7        |
| 0.8G-EY     | 1999,51 | 231,34    | -22,55  | 1.28            | 1.57            | 0        | 7        |

## VI.5.3. Ferrailage du Voile 1

➤ Sens y-y:

Données : Résultats de l'Analyse:

ELU :  $N = 1604.3 \text{ KN}$  ;  $M = 41.28 \text{ KN.m}$  $G + Q + E_y$  :  $N = 1074.60 \text{ KN}$  ;  $M = 1571.06 \text{ KN.m}$  $0.8G + E_y$  :  $N = 751.55 \text{ KN}$  ;  $M = 1591.97 \text{ KN.m}$ 

❖ Caractéristiques Géométrique du Voile :

✓ La Section :  $S = a \cdot L \Rightarrow S = 0.20 \times 4.10 = 0.82 \text{ m}^2$ ✓ Moment d'inertie :  $I = \frac{a \cdot l^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.20 \times 4.10^3}{12} = 1.148 \text{ m}^4$ ✓ Position de centre de gravité :  $v = v' = \frac{L}{2} = \frac{4.10}{2} = 2.05 \text{ m}$ ✓ Extrémités du noyau central :  $c = c' = \frac{L}{6} = \frac{4.10}{6} = 0.68 \text{ m}$ VI.5.3.1. Vérification de la résistance du voile ( $G + Q + E_y$ )

❖ Calcul des Contrainte

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{1074.60 \times 10^{-3}}{0.82} - \frac{1571.06 \times 10^{-3}}{1.148} \times 2.05 = -1.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_d = \frac{1074.60 \times 10^{-3}}{0.82} + \frac{1571.06 \times 10^{-3}}{1.148} \times 2.05 = 4.11 \text{ MPa}$$

Donc nous sommes dans le cas d'une section Partiellement Comprimée, on doit Déterminer les Longueurs des Zones Comprimée et Tendue

VI.5.3.2. Vérification de l'effort limite ultime  $N_{u \text{ limite}}$ :

$$l_w = 3.06 \text{ m}$$

$$b = 4.10 - 2 \times 0.60 = 2.90 \text{ m}$$

Voile encastrée sur rive

$$\Rightarrow \beta = 0.85$$

$$l_f = \beta l_w = 0.85 \times 3.06 = 2.60 \text{ m}$$

❖ Elancement :  $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 45.03$ ❖ Coefficient :  $\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.64$ ❖ Acier Minimal :  $A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot l = 16.4 \text{ m}^2$ ❖ Section réduite :  $B_r = l(a - 2) = 7380 \text{ cm}^2$

❖ Effort Limite Ultime (Cas de Béton Armé) :

$$N_{u\ lim} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.61 \left[ \frac{0.738 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 0.00164 \cdot \frac{400}{1.5} \right] \times 10^3 = 11140.68 \text{ KN}$$

❖ Effort Limite Ultime (Cas de Béton Non-Armé) :

$$N_{u\ lim} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{28}}{0.9\gamma_b} \right] = 0.61 \left[ \frac{0.738 \times 25}{0.9 \times 1.15} \right] \times 10^3 = 10873.91 \text{ KN}$$

❖ Calcul de Contrainte limite ultime  $\sigma_{u\ lim}$  correspondante :

$$\sigma_{u\ lim} = \begin{cases} \sigma_{BA} = \frac{N_{u\ lim}}{a \cdot l_i} = \frac{11140.68 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.9} = 19.20 \text{ MPa} \\ \sigma_{BnA} = \frac{N_{u\ lim}}{a \cdot l_i} = \frac{10873.91 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.9} = 18.74 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{BA} = 19.20 \text{ MPa} \geq \sigma_d = 4.11 \text{ MPa} \\ \sigma_{BnA} = 18.74 \text{ MPa} \geq \sigma_d = 4.11 \text{ MPa} \end{cases}$$

On doit mettre un ferrailage minimal dans la partie comprimée  $A_{sc} = 16.40 \text{ cm}^2$

VI.5.3.3. Ferrailage sous (0.8G + Q)

$$N = 751.55 \text{ KN} ; M = 1591.97 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des Contrainte

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{751.55 \times 10^{-3}}{0.82} - \frac{1591.97 \times 10^{-3}}{1.148} \times 2.05 = -1.92 \text{ MPa}$$

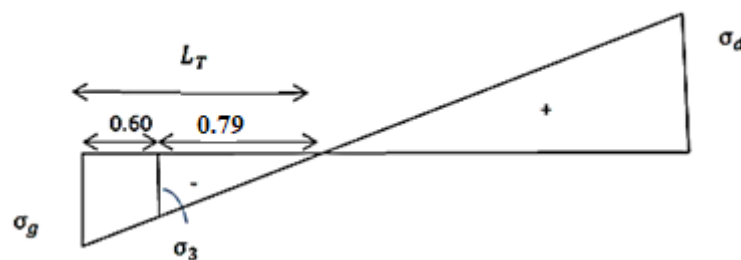
$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{751.55 \times 10^{-3}}{0.82} + \frac{1591.97 \times 10^{-3}}{1.148} \times 2.05 = 3.75 \text{ MPa}$$

❖ Longueurs des Zones comprimée et Tendue :

- Longueur de la Zone Tendue :  $\frac{L_T}{L} = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \Rightarrow L_T = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \cdot L$

$$\Rightarrow L_T = \frac{1.92}{1.92 + 3.75} \cdot 410 = 139 \text{ cm}$$

- Longueur de la Zone Comprimée :  $L_c = L - L_T = 410 - 139 = 271 \text{ cm}$



❖ Calcul des Contraintes  $\sigma_i$ • Contrainte  $\sigma_3$ 

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_g} = \frac{L_3}{L_T} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{L_3}{L_T} \cdot \sigma_g = 1.92 \times \frac{139 - 60}{139} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } L_3 = 139 - 60 = 79 \text{ cm} < \begin{cases} \frac{h_e}{2} = 153 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} L_c = 208.5 \text{ cm} \end{cases}$$

## ❖ Détermination des Armatures verticale

• Partie Poteau :  $\sigma_{moy} = \frac{\sigma_3 + \sigma_g}{2} = \frac{1.10 + 1.92}{2} = 1.51 \text{ MPa}$ 

$$A_{v \text{ poteau}} = \frac{f_{1 \text{ moy}}}{\sigma_{st}} = \frac{\sigma_{moy} \cdot a \cdot b}{f_e / \gamma_s} = \frac{1.51 \times 20 \times 60}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

• Partie voile :  $\sigma_{moy} = \frac{\sigma_3 + 0}{2} = \frac{1.10 + 0}{2} = 0.55 \text{ MPa}$ 

$$A_{v \text{ voile}} = \frac{f_{2 \text{ moy}}}{\sigma_{st}} = \frac{\sigma_{moy} \cdot L_3 \cdot a}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.55 \times 79 \times 20}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armature de Couture :

$$A_{v j} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \times \frac{x}{2} = 1.1 \times \frac{1.4T}{f_e} \times \frac{x}{2}$$

$$A_{v j} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 203.31 \times 10^{-3}}{400} \times \frac{139}{410} \times 10^4 = 2.65 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armature Totale Poteau

$$A_{v \text{ poteau}} = 4.53 + \frac{2.65 \times 60}{139} = 5.67 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armature Totale voile

$$A_{v \text{ voile}} = 2.65 + \frac{2.65 \times 79}{139} = 4.15 \text{ cm}^2$$

## ❖ Vérification RAP99/2003

$$A_{v \text{ min}} = 0.2\% \cdot B_t = 0.002[(60 \times 60) + (79 \times 20)] = 10.36 \text{ cm}^2$$

## ❖ Choix des barres :

$$A_{v \text{ poteau}} = 5.67 \text{ cm}^2 < A_{v \text{ min}} = 10.36 \text{ cm}^2 \text{ On adapte } 2 \times 6HA16 = 2 \times 12.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ voile}} = 4.15 \text{ cm}^2 < A_{v \text{ min}} = 10.36 \text{ cm}^2 \text{ On adapte } 2 \times 6HA16 = 2 \times 12.06 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des Armatures**

Dans la zone d'extrémité  $(\frac{L}{10}) : \frac{S_t}{2} \leq \frac{1}{2} \min(1.5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :  $S_t \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{2}{3} A_V = \frac{2}{3} \times 24.12 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } \bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{b.d} = \frac{1.4V}{b.d} = \frac{1.4 \times 203.31 \times 10}{20 \times 0.9 \times 410} = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.38 \text{ MPa} \leq \tau = 5 \text{ MPa}$$

Les armatures horizontales sont des armatures de dispositions

$$(A_l = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2) / S_t = 20 \text{ cm}$$

**VI.5.4. Ferrailage du Voile 02**

➤ **Sens x-x:**

**Données : Résultats de l'Analyse :**

ELU :  $N = 3653.27 \text{ KN}$  ;  $M = -18.28 \text{ KN.m}$

G + Q + Ex :  $N = 2172.47 \text{ KN}$  ;  $M = 3157.62 \text{ KN.m}$

0.8G + Ex ;  $N = 1368.76 \text{ KN}$  ;  $M = 3151.60 \text{ KN.m}$

❖ **Caractéristiques Géométrique du Voile :**

✓ **La Section :**  $S = a.L \Rightarrow S = 0.20 \times 7.00 = 1.4 \text{ m}^2$

✓ **Moment d'inertie :**  $I = \frac{a.L^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.20 \times 7.00^3}{12} = 5.71 \text{ m}^4$

✓ **Position de centre de gravité :**  $v = v' = \frac{L}{2} = \frac{7.00}{2} = 3.50 \text{ m}$

✓ **Extrémités du noyau central :**  $c = c' = \frac{L}{6} = \frac{7.00}{6} = 1.16 \text{ m}$

**VI.5.4.1. Vérification des résistances du voile (G + Q + Ex)**

❖ **Calcul des Contrainte**

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{2172.47 \times 10^{-3}}{1.4} - \frac{3157.62 \times 10^{-3}}{5.71} \times 3.5 = -0.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{2172.47 \times 10^{-3}}{1.4} + \frac{3157.62 \times 10^{-3}}{5.71} \times 3.5 = 3.81 \text{ MPa}$$

Donc nous sommes dans le cas d'une section Partiellement Comprimée, on doit Déterminer les Longueurs des Zones Comprimée et Tendue

**VI.5.4.2. Vérification de l'effort limite ultime  $N_{u \text{ limite}}$  :**

$$l_w = 3.06 \text{ m}$$

$$b = 7 - 2 \times 0.60 = 5.8 \text{ m}$$

Voile encastrée sur rive

$$\Rightarrow \beta = 0.85$$

$$l_f = \beta l_w = 0.85 \times 3.06 = 2.6$$

$$\text{❖ Elancement : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 45.03$$

$$\text{❖ Coefficient : } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.63$$

$$\text{❖ Acier Minimal : } A_{\min} = 0.2\% \cdot a \cdot l = 28 \text{ cm}^2$$

$$\text{❖ Section réduite : } B_r = l(a - 2) = 12600 \text{ cm}^2$$

❖ Effort Limite Ultime (Cas de Béton Armé) :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.63 \left[ \frac{1.26 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 0.0028 \cdot \frac{400}{1.5} \right] \times 10^3 = 19644.31 \text{ KN}$$

❖ Effort Limite Ultime (Cas de Béton Non-Armé) :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{28}}{0.9 \gamma_b} \right] = 0.63 \left[ \frac{1.26 \times 25}{0.9 \times 1.15} \right] \times 10^3 = 19173.91 \text{ KN}$$

❖ Calcul de Contrainte limite ultime  $\sigma_{u \text{ lim}}$  correspondante :

$$\sigma_{u \text{ lim}} = \begin{cases} \sigma_{BA} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \cdot l_i} = \frac{19644.31 \times 10^{-3}}{0.2 \times 5.8} = 16.93 \text{ MPa} \\ \sigma_{BnA} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \cdot l_i} = \frac{19173.91 \times 10^{-3}}{0.2 \times 5.8} = 16.52 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{BA} = 16.93 \text{ MPa} \geq \sigma_d = 3.81 \text{ MPa} \\ \sigma_{BnA} = 16.52 \text{ MPa} \geq \sigma_d = 3.81 \text{ MPa} \end{cases}$$

On doit mettre un ferrailage minimal dans la partie comprimée  $A_{sc} = 28 \text{ cm}^2$

**VI.5.4.3. Ferrailage sous  $(0.8G + E_X)$** 

$$N = 1368.76 \text{ KN} ; M = 3151.60 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des Contrainte

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{1368.76 \times 10^{-3}}{1.4} - \frac{3151.60 \times 10^{-3}}{5.71} \times 3.5 = -0.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{MV'}{I} \Rightarrow \sigma_g = \frac{1368.76 \times 10^{-3}}{1.4} + \frac{3151.60 \times 10^{-3}}{5.71} \times 3.5 = 2.9 \text{ MPa}$$

## ❖ Longueurs des Zones comprimée et Tendue :

- Longueur de la Zone Tendue :  $\frac{L_T}{L} = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \Rightarrow L_T = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \cdot L$

$$\Rightarrow L_T = \frac{0.95}{2.9 + 0.95} \cdot 7 = 173 \text{ cm}$$

- Longueur de la Zone Comprimée :  $L_c = L - L_T = 700 - 127 = 573 \text{ cm}$

❖ Calcul des Contraintes  $\sigma_i$ 

- Contrainte  $\sigma_3$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_g} = \frac{L_3}{L_T} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{L_3}{L_T} \cdot \sigma_g = 0.95 \times \frac{173 - 60}{173} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } L_3 = L_T - 60 = 173 - 60 = 113 \text{ cm} < \begin{cases} \frac{h_e}{2} = 153 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} L_c = 351.3 \text{ cm} \end{cases}$$

## ❖ Détermination des Armatures verticale

- Partie Poteau :  $\sigma_{moy} = \frac{\sigma_3 + \sigma_g}{2} = \frac{0.62 + 0.95}{2} = 0.76 \text{ MPa}$

$$A_{v \text{ poteau}} = \frac{f_{1 \text{ moy}}}{\sigma_{st}} = \frac{\sigma_{moy} \cdot a \cdot b}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.76 \times 20 \times 60}{400} = 2.28 \text{ cm}^2$$

- Partie voile :  $\sigma_{moy} = \frac{\sigma_3 + 0}{2} = \frac{0.62 + 0}{2} = 0.31 \text{ MPa}$

$$A_{v \text{ voile}} = \frac{f_{2 \text{ moy}}}{\sigma_{st}} = \frac{\sigma_{moy} \cdot L_3 \cdot a}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.31 \times 113 \times 20}{400} = 1.75 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armature de Couture :

$$A_{v j} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e} \times \frac{x}{2} = 1.1 \times \frac{1.4T}{f_e} \times \frac{x}{2}$$

$$A_{v j} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 463.07 \times 10^{-3}}{400} \times \frac{173}{700} \times 10^4 = 4.40 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armature Totale Poteau

$$A_{v \text{ poteau}} = 2.28 + \frac{4.40 \times 60}{173} = 3.80 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armature Totale voile

$$A_{v \text{ voile}} = 30 + \frac{4.40 \times 113}{173} = 4.62 \text{ cm}^2$$

## ❖ Vérification RAP99/2003

$$A_{v \text{ min}} = 0.2\% \cdot B_t = 0.002[(60 \times 60) + (113 \times 20)] = 11.72 \text{ cm}^2$$

## ❖ Choix des barres :

$$A_{v \text{ poteau}} = 3.80 \text{ cm}^2 \leq A_{v \text{ min}} = 11.72 \text{ cm}^2 \text{ On adapte } 2 \times 11\text{HA}12 = 2 \times 12.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ voile}} = 4.62 \text{ cm}^2 \leq A_{v \text{ min}} = 11.72 \text{ cm}^2 \text{ On adapte } 2 \times 11\text{HA}12 = 2 \times 12.44 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des Armatures**

Dans la zone d'extrémité  $(\frac{L}{10}) : \frac{S_t}{2} \leq \frac{1}{2} \min(1.5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t/2 = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :  $S_t \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

**Armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{2}{3} A_V = \frac{2}{3} \times 24.88 = 16.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } \bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{b.d} = \frac{1.4V}{b.d} = \frac{1.4 \times 436.07 \times 10}{20 \times 0.9 \times 250} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.48 \text{ MPa} \leq \tau = 5 \text{ MPa}$$

Les armatures horizontales sont des armatures de dispositions

$$(A_l = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2) / S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm, Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement chapitre VI étude des portiques 168 au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux. Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire

### VI.5.5. Schéma de ferrailage des voiles :

Sans y-y : V1

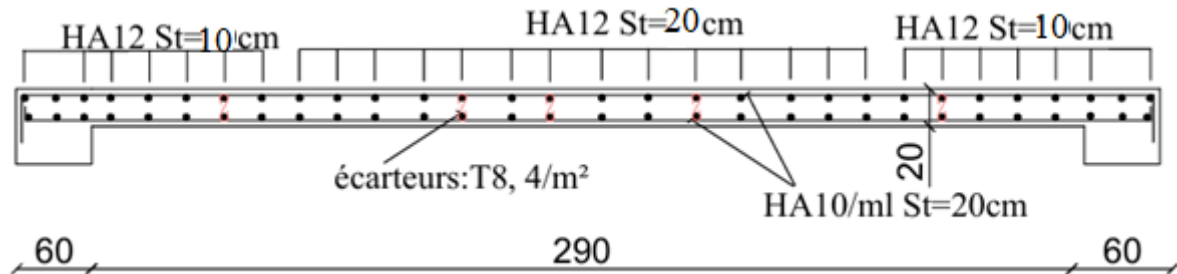


Figure VI-3:Schéma de ferrailage des voiles (Sens y-y)

Sans x-x : V2

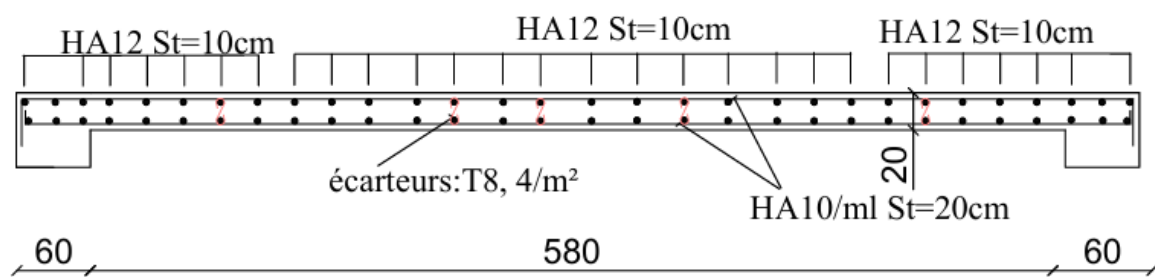


Figure VI-4:Schéma de ferrailage des voiles (Sens X-X)

### VI.6. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Les poteaux ont été calculés et ferrailés avec le logiciel ROBOT et le minimum du RPA.

Les poutres sont ferrillées avec les sollicitations obtenues par le ROBOT.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le ROBOT.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

# **Chapitres VII Etude de l'infrastructure**

### VII.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

### VII.2. Etudes des fondations

#### VII.2. 1. Choix de fondation

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ Les Charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient. D'après le rapport de sol établi par le laboratoire, la contrainte du sol est de **2 bars**.

D'après le **RPA99 version 2003 (Article 10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E ; 0.8G \pm E$$

#### VII.2. 2. Vérification de la semelle isolée

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires la vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec : N : L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons obtenu par **le Robot**

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$  : Contrainte admissible du sol.

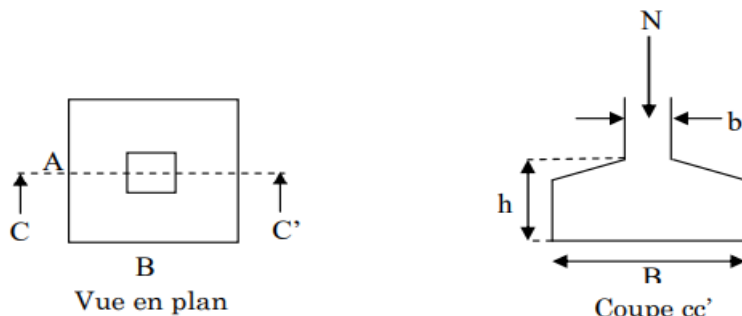


Figure VII-1: Schéma de la Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée  $(a \times b) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$ ,

$$\text{donc } S = 3600 \text{ cm}^2$$

$$N = 1788.59 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{B}{b} \times a$

on remplace la valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \times \frac{b}{a}} = \sqrt{\frac{1.78859}{0.2} \times \frac{0.60}{0.60}} = 3.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 3.00 \text{ m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

### VII.2.3. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux

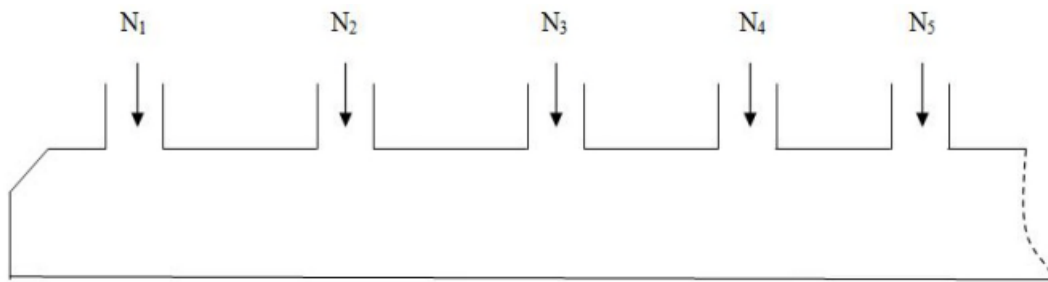


Figure VII-2: Schéma de la Semelle filante.

$$N_1 = 910.58 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1317.15 \text{ KN}$$

$$N_3 = 858.16 \text{ KN}$$

$$N_4 = 855.43 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1321.25 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 5262.57 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow L \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{5.26257}{19.60 \times 0.2} = 1.34 \text{ m}$$

On a la largeur de la semelle égale à 1.34m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les deux semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas, alors on passe au radier général.

#### VII.2. 4. Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

##### VII.2. 4.1. Pré dimensionnement du radier :

###### • La condition de coffrage

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est  $L_{max} = 4.20m$

$$\text{Nervure: } h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } h_n = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Epaisseur de la dalle : } h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } h = 35 \text{ cm}$$

###### • Vérification de condition de rigidité

La condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 4.20m \Rightarrow \frac{420}{8} = 52.5 \text{ cm} \leq h \leq \frac{420}{5} = 84 \text{ cm}$$

$$h_t = 80 \text{ cm}$$

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$$

$l_e$ : Longueur élastique.

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$k = 22.642 \text{ MN} / \text{m}^3$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

b : Largeur de l'élément considéré par 1ml

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq 0.47 \text{ m}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$h_n = 0.45 \text{ m} \text{ Pour les nervures du radier.}$$

$$h_r = 0.35 \text{ m} \text{ Pour le radier}$$

**VII.2. 4.2. Vérification de La surface du radier :**

Détermination des efforts:

**ELS :**

$$P_{\text{radier}} = 25 \times 0.35 \times 353.36 = 2829.40 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tot}} = N_{\text{ser}} + P_{\text{radier}} = 58517,67 + 2829.4 = 61347.07 \text{ KN}$$

$$\frac{N_t}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_t}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{61.347}{0.2} = 306.73 \text{ m}^2$$

**ELU :**

$$N_{\text{tot}} = N_u + P_{\text{radier}} = 80128,76 + 2829.4 = 82958.16 \text{ KN}$$

$$\frac{N_t}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_t}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{82.9}{0.2} = 414.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Bat}} = 480.47 \text{ m}^2 \geq S_{\text{rad}} = 414.5 \text{ m}^2$$

Donc est un radier général sans débord.

**VII.3.4.3. Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{CBA93}(\text{article A.5.2.4.2})$$

Avec :

h: Hauteur total de radier.

$U_c$ : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

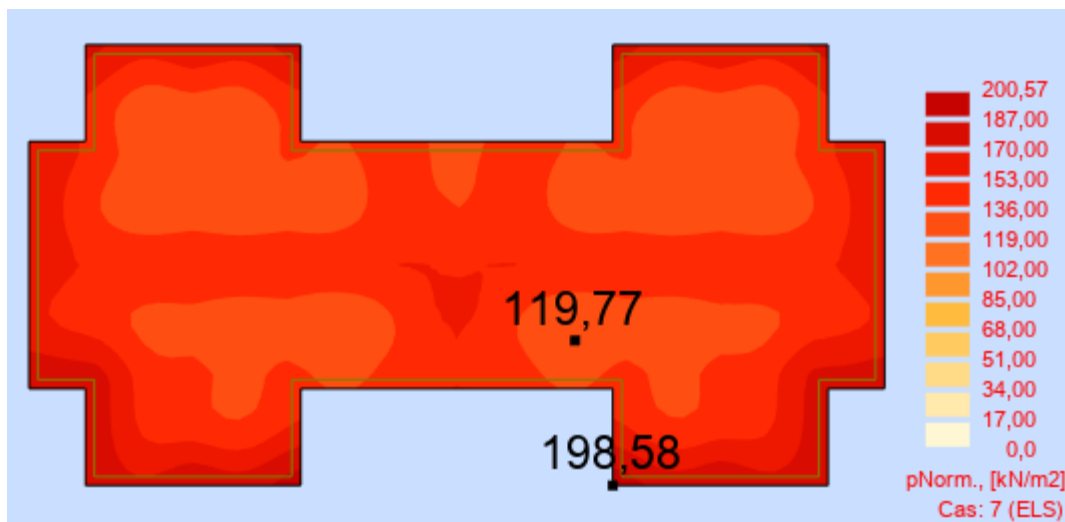
$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow U_c = (0.6 + 0.6 + 2 \times 0.8) \times 2 \Rightarrow U_c = 5.6 \text{ m}$$

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ( $Q_u = 1788.59 \text{ KN}$ )

$$\text{Donc : } Q_u = 1788.59 \text{ KN} < 0.045 \times 5.6 \times 1.1 \times \frac{25000}{1.5} = 4620 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**VII.2. 4.4. Vérification de la contrainte du sol**

- **Distribution des contraintes à l'ELS :**



**Figure VII-3:** Distribution des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{\text{max}} = 198.58 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{\text{min}} = 119.77 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 198.58 + 119.77}{4} = 178.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 178.87 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots CV$$

- Distribution des contraintes à l'ELU :

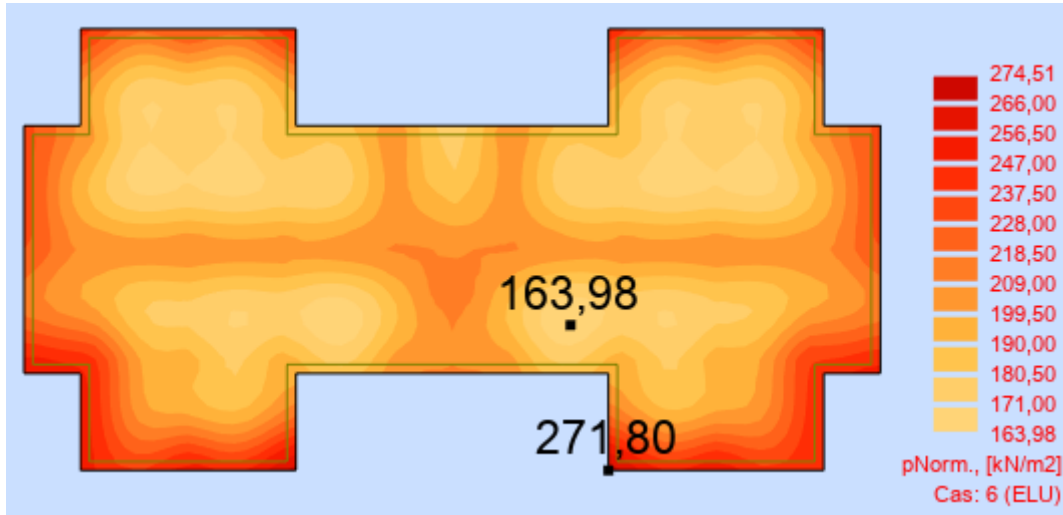


Figure VII-4: Distribution des contraintes à l'ELU

- Interprétation des résultats :

$$\sigma_{max} = 271.80 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{min} = 163.98 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 271.8 + 163.98}{4} = 244.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 244.84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.5\bar{\sigma}_{sol} = 300 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots CV$$

- Distribution des contraintes à l'ACC :

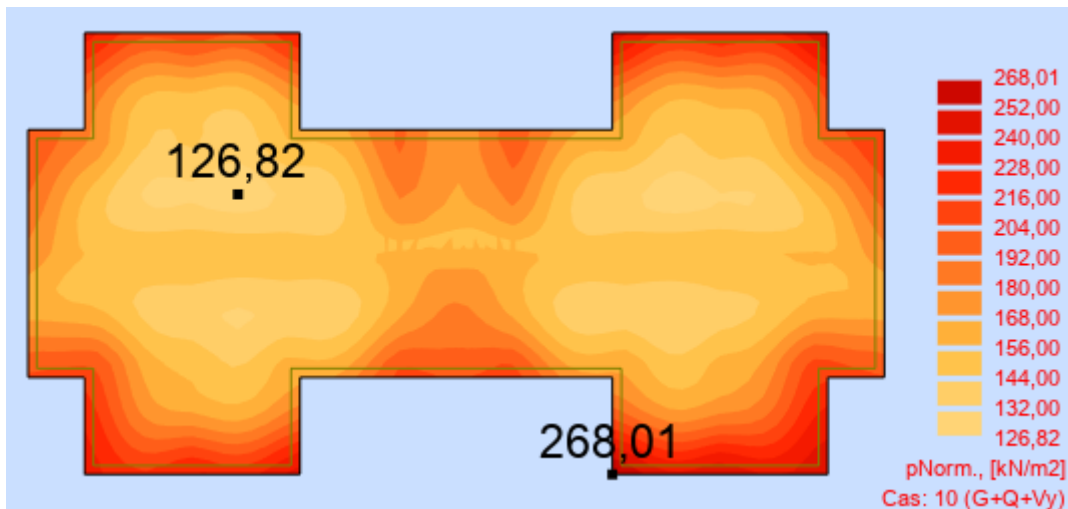


Figure VII-5: Distribution des contraintes à l'ACC

➤ **Interprétation des résultats :**

$$\sigma_{max} = 268.01 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_{min} = 126.82 \text{ KN/m}^2 > 0$$

La répartition des contraintes sous le radier, sous l'effet du moment renversant, se présente sous la forme d'un diagramme trapézoïdal.

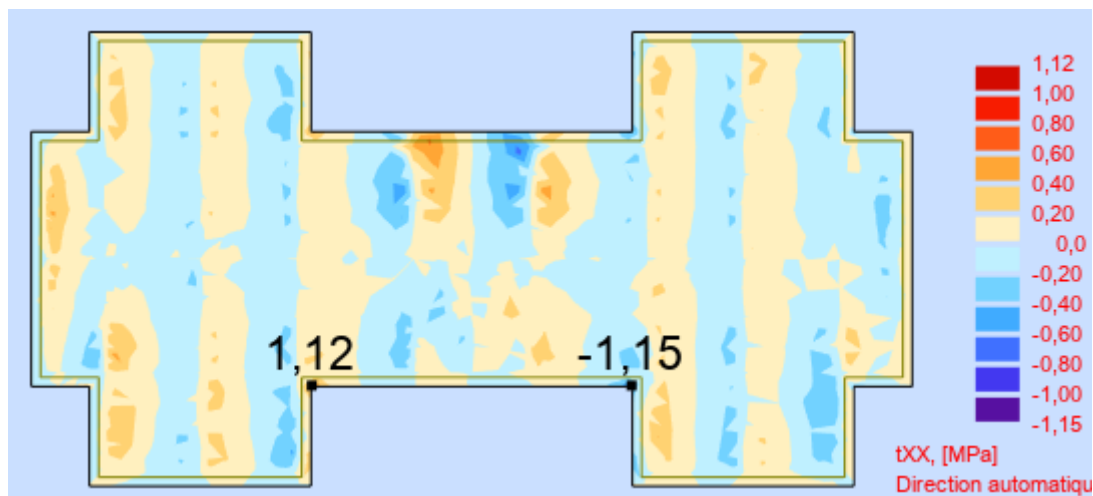
$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 268.01 + 126.82}{4} = 232.71 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{moy} = 232.71 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.5\bar{\sigma}_{sol} = 300 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots CV$$

**VII.2. 4.5. Vérification au cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

**Sans X-X :**

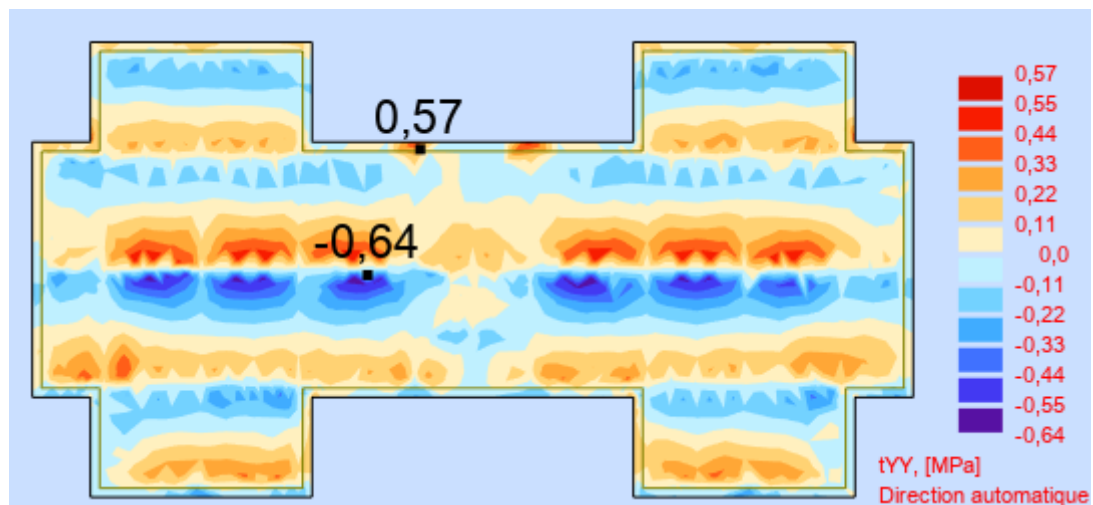


**Figure VII-6:** Distribution des contraintes de cisaillement suivant x-x

➤ **Interprétation des résultats :**

$$\tau_u = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

**Sans Y-Y :**



**Figure VII-7:** Distribution des contraintes de cisaillement suivant Y-Y

➤ **Interprétation des résultats :**

$$\tau_u = 0.57 \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

### VII.2. 4.6. Ferrailage de La dalle du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension :  $L_x = 4 \text{ m}$  ;  $L_y = 5.60 \text{ m}$ , On fait le calcul pour une bande de  $1 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{4.20}{4.10} \Rightarrow \alpha = 0.97$$

$$0.4 \leq \alpha = 0.97 \leq 1$$

La dalle de notre structure portent selon deux directions  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion Simple.

❖ Les Tableaux des moments :

**Tableau VII.1 :** Tableau des moments fléchissant en travées et en appuis le sens X-X

| ELU      |          | ELS      |          | ACC      |          |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| $M_{ax}$ | $M_{tx}$ | $M_{ax}$ | $M_{tx}$ | $M_{ax}$ | $M_{tx}$ |
| -234.43  | 146.84   | -171.17  | 107.12   | -103.91  | 112.41   |

**Tableau VII.2 :** Tableau des moments fléchissant en travées et en appuis le sens Y-Y

| ELU      |          | ELS      |          | ACC      |          |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| $M_{ay}$ | $M_{ty}$ | $M_{ay}$ | $M_{ty}$ | $M_{ay}$ | $M_{ty}$ |
| -255.08  | 111.69   | -186.31  | 81.48    | -113.71  | 84.86    |

❖ Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Exemple de calcul:

➤ Sens X-X

a) En appui :  $M_{ax} = 234.43 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{234.43 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.315^2} = 0.166$$

$$\mu_{bu} = 0.166 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.228$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.286 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.166 < \mu_{AB} = 0.186$$

Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{234.43 \times 10^{-3}}{0.286 \times 347.826} \times 10^4 = 23.56 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min}$$

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.35 = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = \frac{3 - 0.97}{2} \times 2.8 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 23.56 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 5.04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

❖ **Choix des barres:** 08HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup>

b) **En Travée:**  $M_{tx} = 146.84 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{146.84 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.315^2} = 0.104$$

$$\mu_{bu} = 0.104 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.137$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.297 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{146.84 \times 10^{-3}}{0.297 \times 347.826} \times 10^4 = 14.81 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{tx} = 14.81 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = 2.84 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

❖ **Choix des barres :** 05HA20 = 15.71cm

**Tableau VII.3:** Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens X-X

|                 |     |        | $M(KN.m)$ | $\mu$ | $\alpha$ | $Z(m)$ | $A_{st}(cm^2)$ | $A_{\min}(cm^2)$ |
|-----------------|-----|--------|-----------|-------|----------|--------|----------------|------------------|
| <b>Sens X-X</b> | ELU | Appui  | -234.43   | 0.166 | 0.228    | 0.286  | 23.56          | 2.84             |
|                 |     | Travée | 146.84    | 0.104 | 0.137    | 0.297  | 14.81          | 2.84             |
|                 | ACC | Appui  | -103.91   | 0.073 | 0.094    | 0.303  | 9.85           | 2.84             |
|                 |     | Travée | 112.41    | 0.079 | 0.102    | 0.302  | 10.70          | 2.84             |

**Tableau VII.4 :** Calcul du ferrailage de la dalle pleine sur le sens Y-Y

|                 |     |        | $M(KN.m)$ | $\mu$ | $\alpha$ | $Z(m)$ | $A_{st}(cm^2)$ | $A_{\min}(cm^2)$ |
|-----------------|-----|--------|-----------|-------|----------|--------|----------------|------------------|
| <b>Sens Y-Y</b> | ELU | Appui  | -255.08   | 0,181 | 0,251    | 0,283  | 25.90          | 2.80             |
|                 |     | Travée | 111.69    | 0.079 | 0,102    | 0,302  | 10.63          | 2.80             |
|                 | ACC | Appui  | -113.71   | 0,08  | 0,104    | 0,301  | 10.86          | 2.80             |
|                 |     | Travée | 84.86     | 0,06  | 0,077    | 0,305  | 7,99           | 2.80             |

**Tableau VII.5:** Ferrailages du radie

|                 |        | $A_{choix}(cm^2)$ | Choix des barres           | $A_{adopte}(cm^2)$ |
|-----------------|--------|-------------------|----------------------------|--------------------|
| <b>Sens X-X</b> | Appui  | 23.56             | 7HA16filent+7HA14 chapeaux | 25.13              |
|                 | Travée | 14.81             | 8HA16 filent               | 16.08              |
| <b>Sens Y-Y</b> | Appui  | 25.90             | 7HA16filent                | 14.07              |
|                 | Travée | 10.63             | 7HA16filent                | 14.07              |

## VII.4.3. Schéma de ferrailage du radier

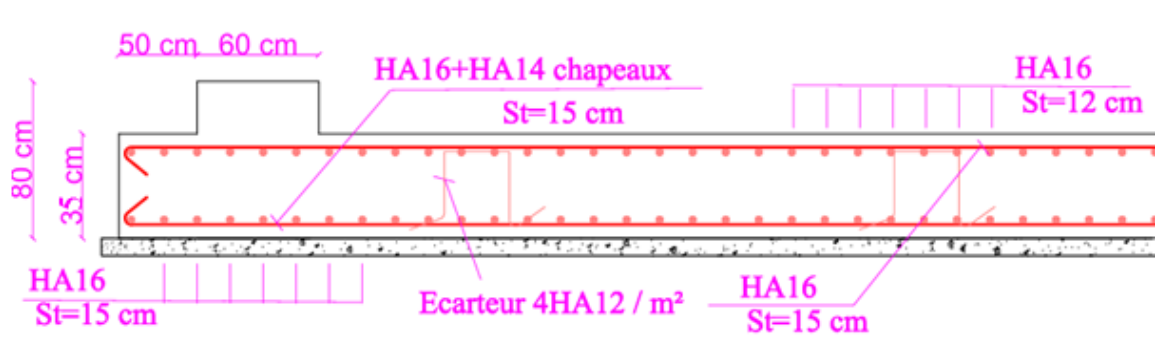


Figure VII-8 : ferrailage du radier

## VII.3. Etude des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

Tableau VII.6: Les sollicitations de la nervure du radier

|          |              | ELU     | ELS     | ACC     |
|----------|--------------|---------|---------|---------|
| Sens X-X | $M_a$ (KN.m) | 377.18  | 275.85  | 299.21  |
|          | $M_t$ (KN.m) | -132.46 | -96.69  | -101.27 |
|          | $T$ (KN)     | 467.76  |         |         |
| Sens Y-Y | $M_a$ (KN.m) | 375.14  | 274.00  | 306.    |
|          | $M_t$ (KN.m) | -142.91 | -104.23 | -111.39 |
|          | $T$ (KN)     | 489.72  |         |         |

## VII.3.1. Calcul du ferrailage des nervures:

Exemple de calcul:

## ➤ Sens X-X

a) En appui :  $M_{ax} = 377.18$  KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{377.18 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.6 \times 0.77^2} = 0.074$$

$$\mu_{bu} = 0.074 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.09$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.74 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.074 < \mu_{AB} = 0.186$$

Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{377.18 \times 10^{-3}}{1.027 \times 347.826} \times 10^4 = 14.65 \text{ cm}^2$$

b) En Travée:  $M_{tx} = 132.46$  KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{132.46 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.6 \times 0.77^2} = 0.026$$

$$\mu_{bu} = 0.026 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.032$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.76m$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{132.46 \times 10^{-3}}{0.76 \times 347.826} \times 10^4 = 5.10 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL (Art A.4.2.1))**

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\%b.h \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 60 \times 80 = 24.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times 0.6 \times 0.9 \times 0.8 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 5.21 \text{ cm}^2$$

**Tableau VII.7: Calcul du ferrailage des nervures sur le sens X-X**

|                 |     |        | $M(KN.m)$ | $\mu$ | $\alpha$ | $Z(m)$ | $A_{st}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ |
|-----------------|-----|--------|-----------|-------|----------|--------|----------------|-----------------|
| <b>Sens X-X</b> | ELU | Travée | -132.46   | 0.026 | 0.032    | 0.76   | 5.10           | 24.0            |
|                 |     | Appui  | 377.18    | 0.074 | 0.074    | 0.186  | 14.25          | 24.0            |
|                 | ACC | Travée | -101.27   | 0.02  | 0.025    | 0.762  | 3.82           | 24.0            |
|                 |     | Appui  | 299.21    | 0.059 | 0.076    | 0.751  | 11.28          | 24.0            |

**Tableau VII.8: Calcul du ferrailage des nervures le sens Y-Y**

|                 |     |        | $M(KN.m)$ | $\mu$ | $\alpha$ | $Z(m)$ | $A_{st}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ |
|-----------------|-----|--------|-----------|-------|----------|--------|----------------|-----------------|
| <b>Sens Y-Y</b> | ELU | Travée | 112.34    | 0.022 | 0.027    | 0.761  | 4.23           | 24.0            |
|                 |     | Appui  | 354.1     | 0.070 | 0.09     | 0.742  | 13.36          | 24.0            |
|                 | ACC | Travée | 105.62    | 0.02  | 0.025    | 0.762  | 3.98           | 24.0            |
|                 |     | Appui  | 301.99    | 0.059 | 0.076    | 0.751  | 11.39          | 24.0            |

**Tableau VII.9 : Choix des barres des nervures**

|                 |        | $A_{choix}(cm^2)$ | Choix des barres              | $A_{adopte}(cm^2)$ |
|-----------------|--------|-------------------|-------------------------------|--------------------|
| <b>Sens X-X</b> | Travée | 24                | 5HA25 filent + 2HA20 chapeaux | 30.82              |
|                 | Appui  | 24                | 5HA25 filent + 4HA20 chapeaux | 30.82              |
| <b>Sens Y-Y</b> | Travée | 24                | 5HA25 filent + 2HA20 chapeaux | 30.82              |
|                 | Appui  | 24                | 5HA25 filent + 2HA20 chapeaux | 30.82              |

❖ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\%b.h = 4\% \times 60 \times 80 = 19.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\%b.h = 6\% \times 60 \times 80 = 28.8 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales pour les nervures est donnée par :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{800}{35} ; \frac{600}{10} ; 16 \right\} = 16 \text{ mm}$$

Alors on adopte un choix de  $\phi 8$

### VII.3.2. Vérifications à ELU

#### ➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Pour des fissurations préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

#### ➤ Sens X-X :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{467.76 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.405} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

#### ➤ Sens Y-Y :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{489.72 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.405} = 2.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.

## VII.3.3. Schéma de ferrailage de la nervure :

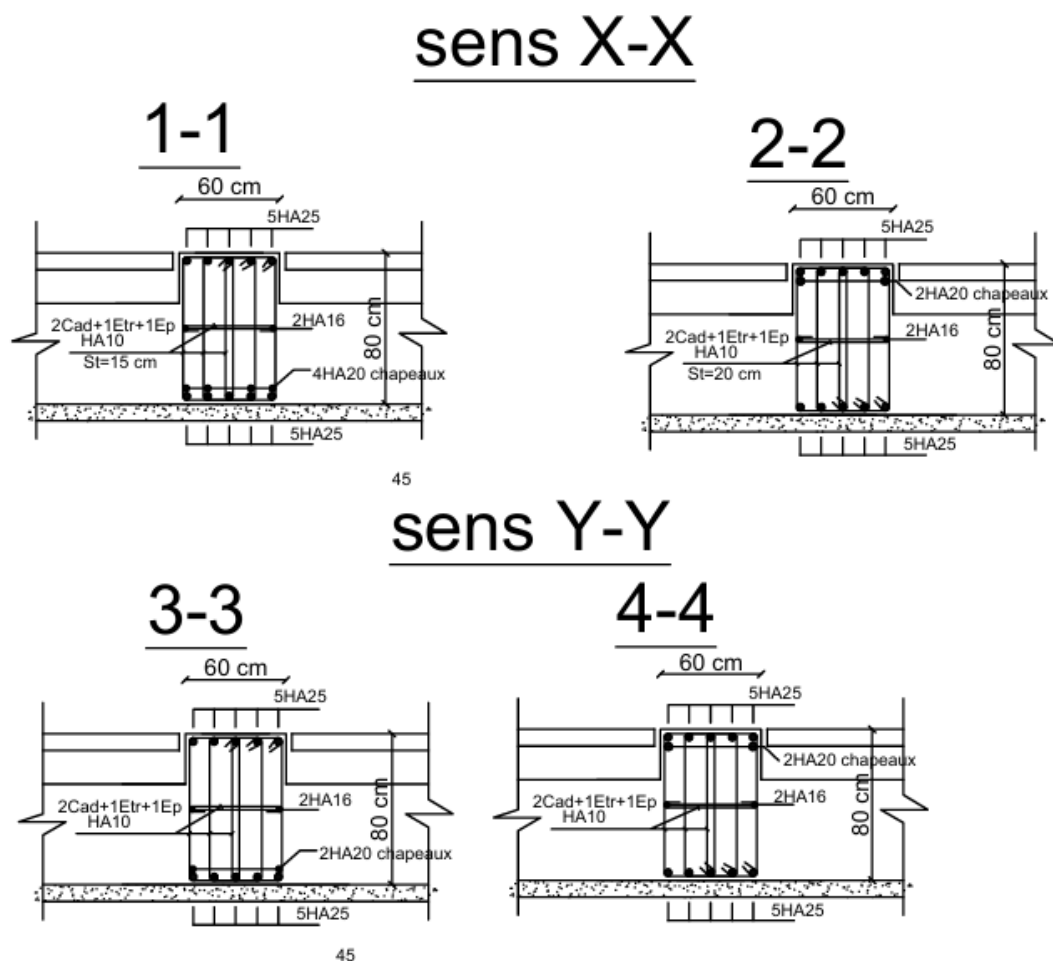


Figure VII-9 : Ferrailage de la nervure

# **Conclusion générale**

---

# *Conclusion général*

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes trio moment qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce leur rigidité ,La presque totalité des charges latéral. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique déstructures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionné. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci notre en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité quasi la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude et de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers a travers les cas étudiés dance mémoire, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature , en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration désile début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver aune sécurité parasismique réaliser sans surcoût important ( aspect économique ) .

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfaitles exigences architecturales et les exigences sécuritaire.

# **Bibliographie**

## **Bibliographie**

1. Analyse et Dimensionnement d'un Bâtiment en Béton Armé Selon les RPA 99 Version 2003 ; Rafik Taleb
2. Béton Armé, BAEL91 et DTU associés, J.P. Mougin. Edition Eyrolles, 1995.
3. Document technique réglementaire DTR « Charges permanente et surcharges d'exploitation DTR BC 2.2».

Ancien Mémoire de fin d'étude.

5. Règles BAEL 91 Modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages.

REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME  
C.B.A.93

REGLES PARASISMIQUESALGERIENNESRPA 99 / VERSION2003.

Cours de béton armé, 3ième et master 1Génie Civil.

Logiciels utilisés :

1. Logiciel ROBOTExpertBA2010.
2. Logiciel AUTOCAD2019.
3. Logiciel ROBOT Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2019.

# **Annexe**

## Annexel

| $\alpha = L_x / L_y$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         |
|----------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
|                      | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |
| 0.40                 | 0.1101        | 0.2500  | 0.0121          | 0.2854  |
| 0.41                 | 0.1088        | 0.2500  | 0.1110          | 0.2924  |
| 0.42                 | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  |
| 0.43                 | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  |
| 0.44                 | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  |
| 0.45                 | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  |
| 0.46                 | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  |
| 0.47                 | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3402  |
| 0.48                 | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  |
| 0.49                 | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  |
| 0.50                 | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  |
| 0.51                 | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  |
| 0.52                 | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  |
| 0.53                 | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  |
| 0.54                 | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  |
| 0.55                 | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  |
| 0.56                 | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  |
| 0.57                 | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  |
| 0.58                 | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4456  |
| 0.59                 | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  |
| 0.60                 | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  |
| 0.61                 | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  |
| 0.62                 | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  |
| 0.63                 | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  |
| 0.64                 | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  |
| 0.65                 | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  |
| 0.66                 | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  |
| 0.67                 | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  |
| 0.68                 | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  |
| 0.69                 | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  |
| 0.70                 | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |
| 0.71                 | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.72                 | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.73                 | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.74                 | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.75                 | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6447  |
| 0.76                 | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.77                 | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.78                 | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.79                 | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.80                 | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.81                 | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.82                 | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.83                 | 0.0528        | 0.6494  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.84                 | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85                 | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86                 | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87                 | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88                 | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89                 | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90                 | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91                 | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92                 | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93                 | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.94                 | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95                 | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96                 | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97                 | 0.0392        | 0.9322  | 0.4065          | 0.9543  |
| 0.98                 | 0.0384        | 0.9545  | 0.0457          | 0.9694  |
| 0.99                 | 0.0376        | 0.9771  | 0.0449          | 0.9847  |
| 1.00                 | 0.0368        | 1.0000  | 0.0441          | 0.1000  |

## Annexe2

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P=1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$   
Avec  $L_x < L_y$ .  
 $\rho = 0.9$

|                          |     | u/lx<br>v/ly | 0.0   | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1.0 |
|--------------------------|-----|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Valeur de M <sub>1</sub> | 0.0 | /            | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 |     |
|                          | 0.1 | 0.302        | 0.235 | 0.183 | 0.152 | 0.130 | 0.114 | 0.101 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.067 |     |
|                          | 0.2 | 0.260        | 0.214 | 0.175 | 0.148 | 0.128 | 0.112 | 0.099 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.066 |     |
|                          | 0.3 | 0.227        | 0.196 | 0.164 | 0.142 | 0.124 | 0.109 | 0.097 | 0.086 | 0.078 | 0.070 | 0.065 |     |
|                          | 0.4 | 0.202        | 0.178 | 0.153 | 0.134 | 0.118 | 0.105 | 0.093 | 0.083 | 0.075 | 0.068 | 0.063 |     |
|                          | 0.5 | 0.181        | 0.160 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.100 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.066 | 0.060 |     |
|                          | 0.6 | 0.161        | 0.146 | 0.130 | 0.118 | 0.106 | 0.095 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |     |
|                          | 0.7 | 0.144        | 0.133 | 0.121 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.058 | 0.054 |     |
|                          | 0.8 | 0.132        | 0.123 | 0.113 | 0.102 | 0.092 | 0.083 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.055 | 0.049 |     |
|                          | 0.9 | 0.122        | 0.114 | 0.103 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 |     |
|                          | 1.0 | 0.112        | 0.102 | 0.093 | 0.084 | 0.075 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | 0.042 |     |
| Valeur de M <sub>2</sub> | 0.0 | /            | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 |     |
|                          | 0.1 | 0.253        | 0.208 | 0.173 | 0.151 | 0.136 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.074 |     |
|                          | 0.2 | 0.202        | 0.175 | 0.152 | 0.137 | 0.123 | 0.110 | 0.100 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.067 |     |
|                          | 0.3 | 0.167        | 0.150 | 0.135 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 |     |
|                          | 0.4 | 0.143        | 0.132 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.056 |     |
|                          | 0.5 | 0.128        | 0.118 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.051 |     |
|                          | 0.6 | 0.114        | 0.106 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 |     |
|                          | 0.7 | 0.102        | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.057 | 0.052 | 0.047 | 0.043 |     |
|                          | 0.8 | 0.09         | 0.083 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 |     |
|                          | 0.9 | 0.081        | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.061 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 |     |
|                          | 1.0 | 0.073        | 0.069 | 0.065 | 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | 0.032 |     |

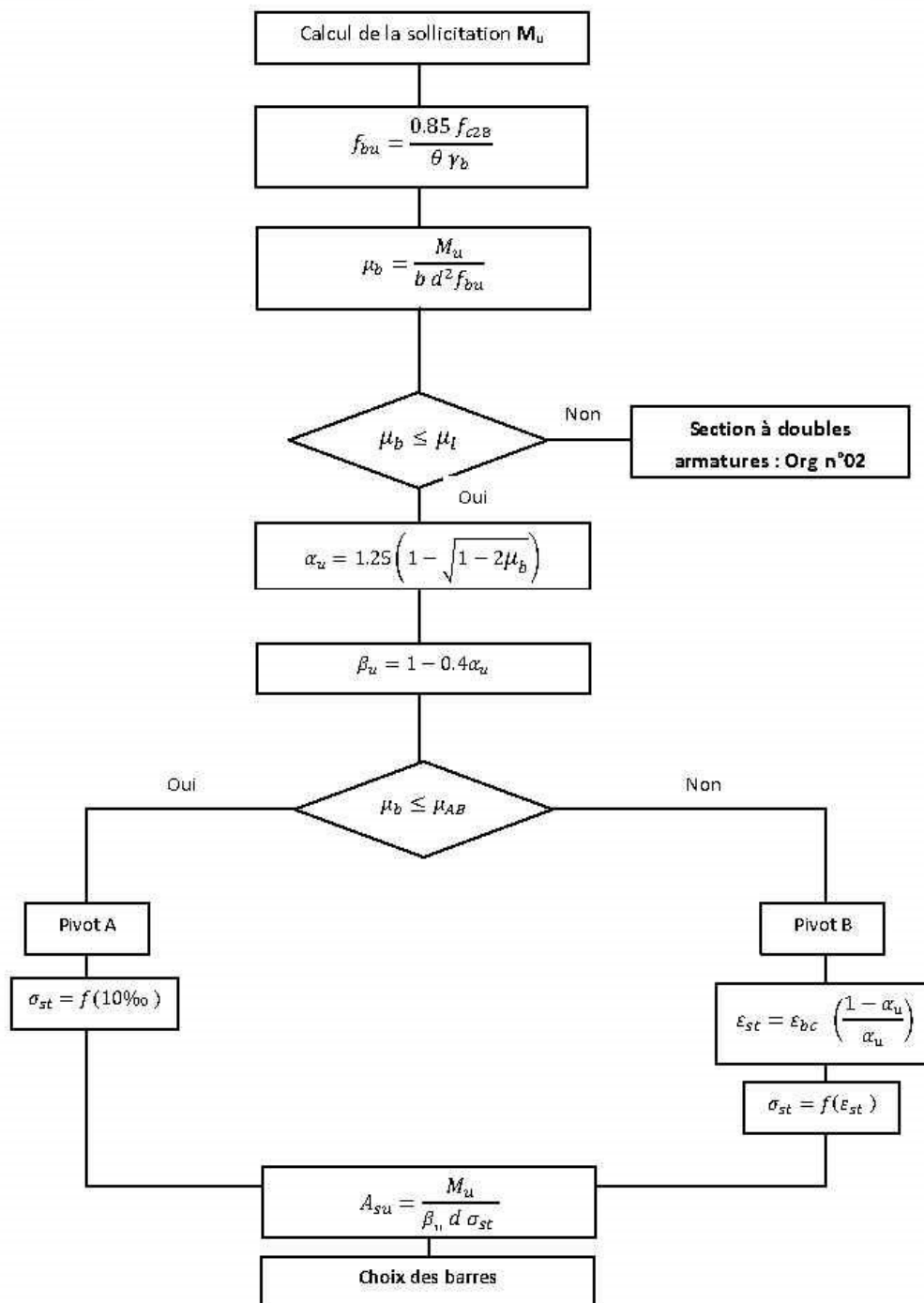
**Tableau des armatures(encm<sup>2</sup>)**

| <b>Φ</b>  | <b>5</b> | <b>6</b> | <b>8</b> | <b>10</b> | <b>12</b> | <b>14</b> | <b>16</b> | <b>20</b> | <b>25</b> | <b>32</b> | <b>40</b> |
|-----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| <b>1</b>  | 0.20     | 0.28     | 0.50     | 0.79      | 1.13      | 1.54      | 2.01      | 3.14      | 4.91      | 8.04      | 12.57     |
| <b>2</b>  | 0.39     | 0.57     | 1.01     | 1.57      | 2.26      | 3.08      | 4.02      | 6.28      | 9.82      | 16.08     | 25.13     |
| <b>3</b>  | 0.59     | 0.85     | 1.51     | 2.36      | 3.39      | 4.62      | 6.03      | 9.42      | 14.73     | 24.13     | 37.70     |
| <b>4</b>  | 0.79     | 1.13     | 2.01     | 3.14      | 4.52      | 6.16      | 8.04      | 12.57     | 19.64     | 32.17     | 50.27     |
| <b>5</b>  | 0.98     | 1.41     | 2.51     | 3.93      | 5.65      | 7.70      | 10.05     | 15.71     | 24.54     | 40.21     | 62.83     |
| <b>6</b>  | 1.18     | 1.70     | 3.02     | 4.71      | 6.79      | 9.24      | 12.06     | 18.85     | 29.45     | 48.25     | 75.40     |
| <b>7</b>  | 1.37     | 1.98     | 3.52     | 5.50      | 7.92      | 10.78     | 14.07     | 21.99     | 34.36     | 56.30     | 87.96     |
| <b>8</b>  | 1.57     | 2.26     | 4.02     | 6.28      | 9.05      | 12.32     | 16.08     | 25.13     | 39.27     | 64.34     | 100.53    |
| <b>9</b>  | 1.77     | 2.54     | 4.52     | 7.07      | 10.18     | 13.85     | 18.10     | 28.27     | 44.18     | 72.38     | 113.10    |
| <b>10</b> | 1.96     | 2.83     | 5.03     | 7.85      | 11.31     | 15.39     | 20.11     | 31.42     | 49.09     | 80.09     | 125.66    |
| <b>11</b> | 2.16     | 3.11     | 5.53     | 8.64      | 12.44     | 16.93     | 22.12     | 34.56     | 54.00     | 88.47     | 138.23    |
| <b>12</b> | 2.36     | 3.39     | 6.03     | 9.42      | 13.57     | 18.47     | 24.13     | 37.70     | 58.91     | 96.51     | 150.80    |
| <b>13</b> | 2.55     | 3.68     | 6.53     | 10.21     | 14.7      | 20.01     | 26.14     | 40.84     | 63.81     | 104.55    | 163.36    |
| <b>14</b> | 2.75     | 3.96     | 7.04     | 11.00     | 15.83     | 21.55     | 28.15     | 43.98     | 68.72     | 112.59    | 175.93    |
| <b>15</b> | 2.95     | 4.24     | 7.54     | 11.78     | 16.96     | 23.09     | 30.16     | 47.12     | 73.63     | 120.64    | 188.50    |
| <b>16</b> | 3.14     | 4.52     | 8.04     | 12.57     | 18.10     | 24.63     | 32.17     | 50.27     | 78.54     | 128.68    | 201.06    |
| <b>17</b> | 3.34     | 4.81     | 8.55     | 13.35     | 19.23     | 26.17     | 34.18     | 53.41     | 83.45     | 136.72    | 213.63    |
| <b>18</b> | 3.53     | 5.09     | 9.05     | 14.14     | 20.36     | 27.71     | 36.19     | 56.55     | 88.36     | 144.76    | 226.20    |
| <b>19</b> | 3.73     | 5.37     | 9.55     | 14.92     | 21.49     | 29.25     | 38.20     | 59.69     | 93.27     | 152.81    | 238.76    |
| <b>20</b> | 3.93     | 5.65     | 10.05    | 15.71     | 22.62     | 30.79     | 40.21     | 62.83     | 98.17     | 160.85    | 251.33    |

## Organigramme n°01

### Calcul des sections rectangulaires soumises à la flexion simple

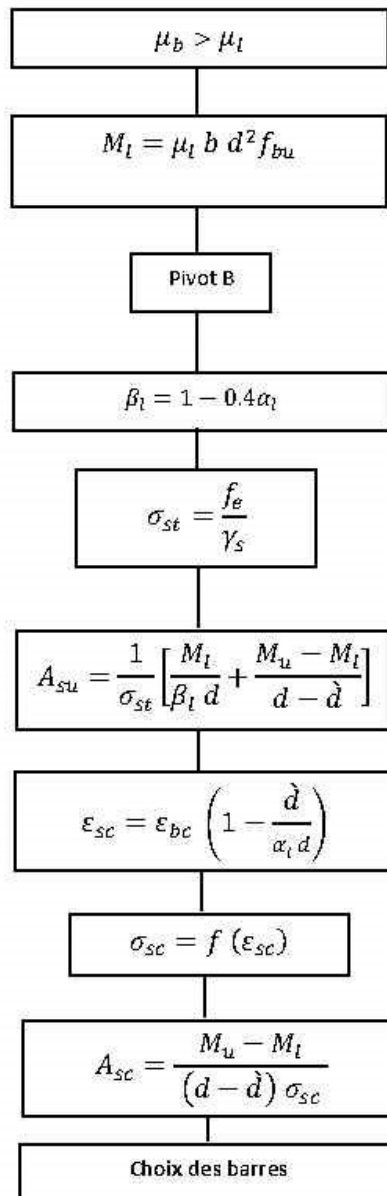
(Simple armatures  $A_{su}$ )



## Organigramme n°02

### Calcul de sections rectangulaires soumises à la flexion simple

(Doubles armatures  $A_{su} + A_{sc}$ )

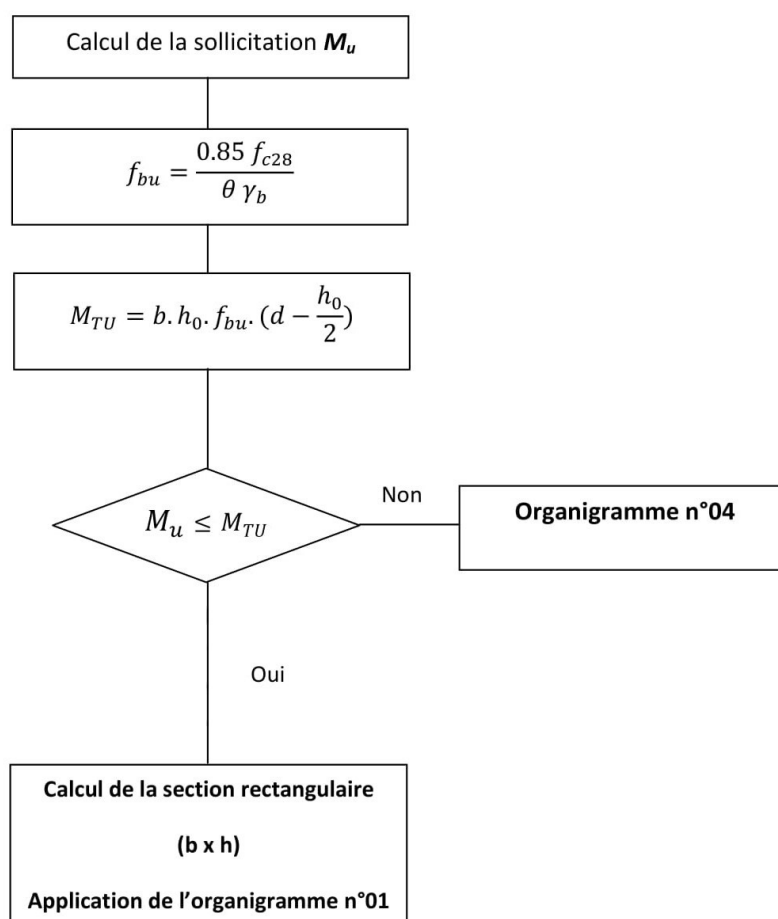


### Organigramme n°03

#### Calcul des sections en «T» soumises à la flexion simple

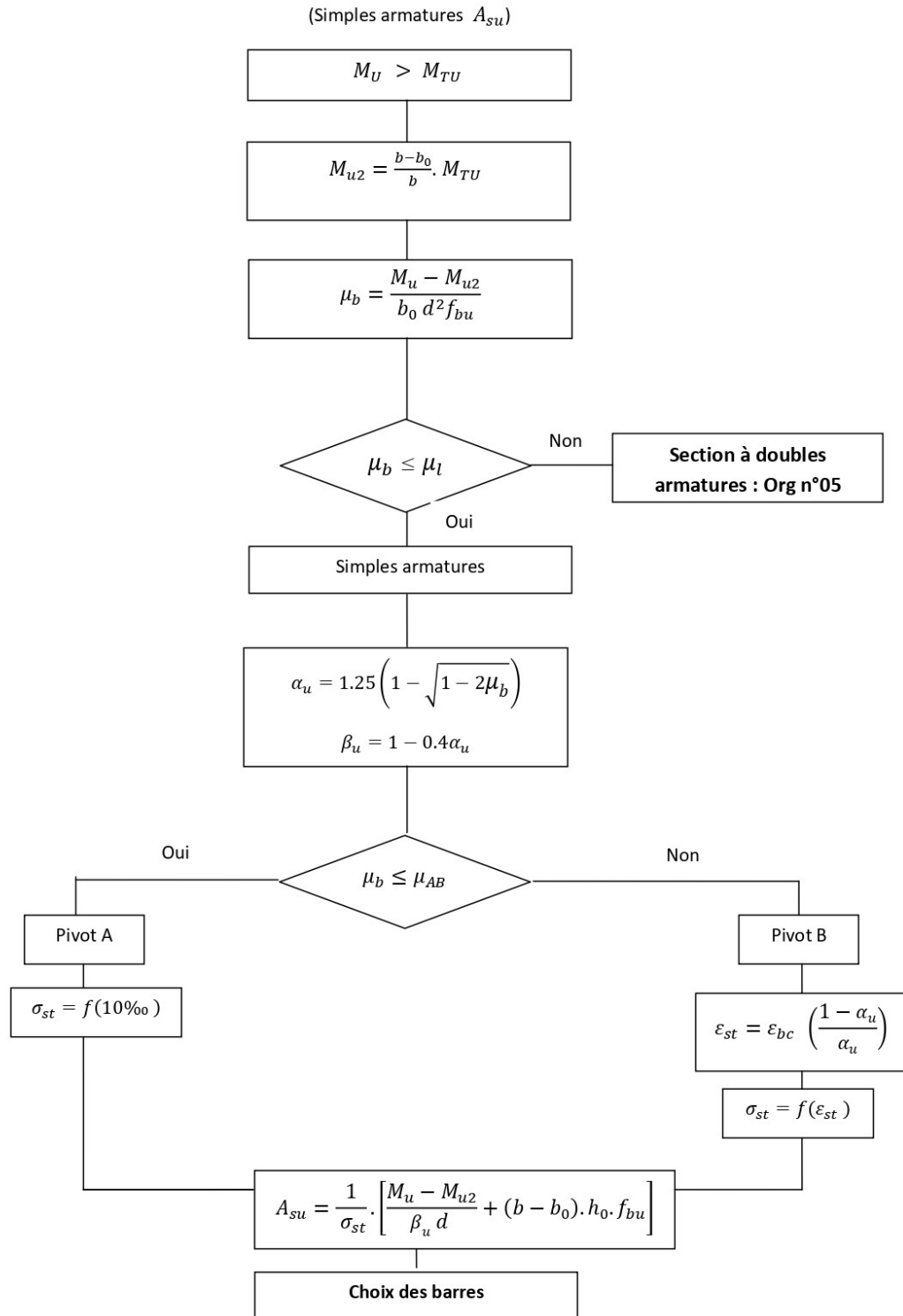
#### Organigramme n°03

#### Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple



#### Organigramme n°04

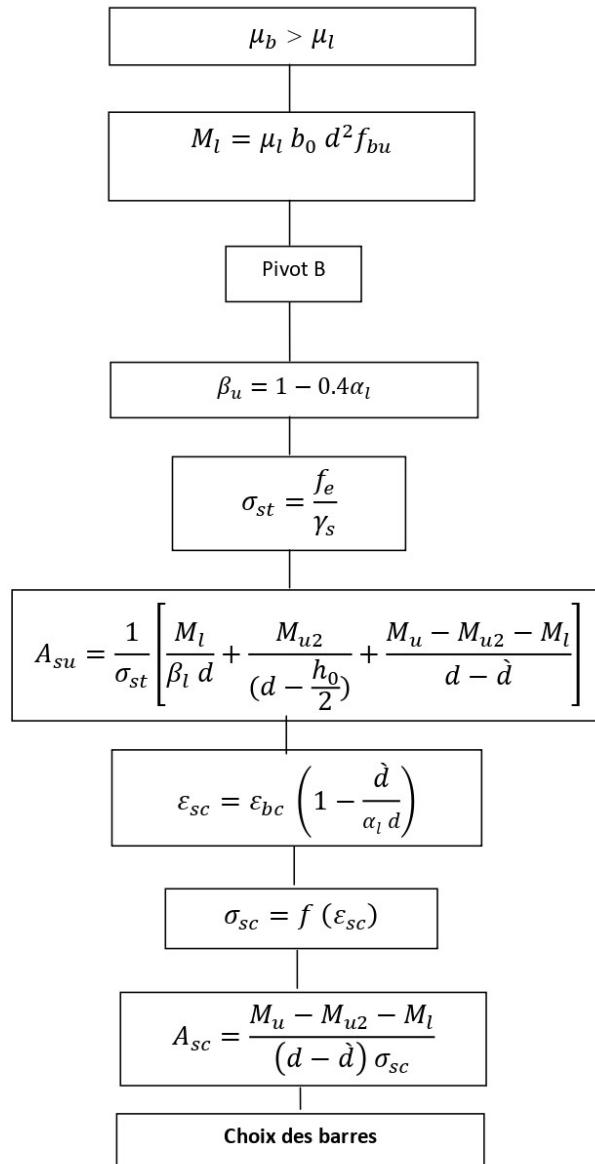
#### Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple : Simples armatures



**Organigramme n°05**

**Calcul des sections en « T » soumises à la flexion simple : Doubles armatures**

(Doubles armatures  $A_{su} + A_{sc}$ )



# **Les plans architecturaux et génie civil**

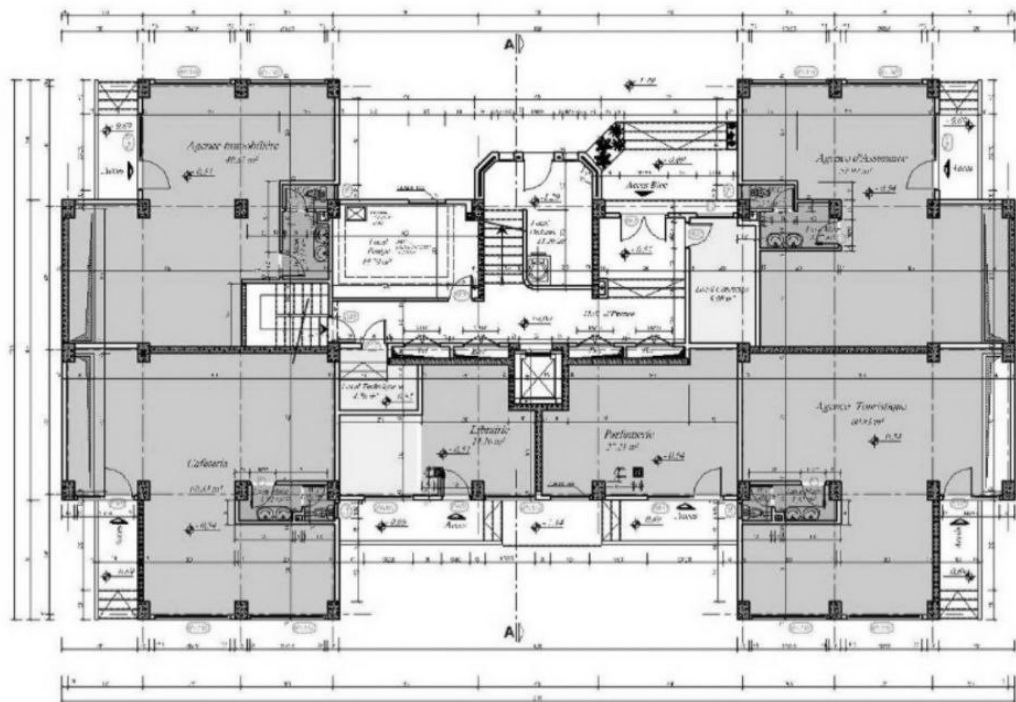
## PLAN DE MASSE



## Plan de façade

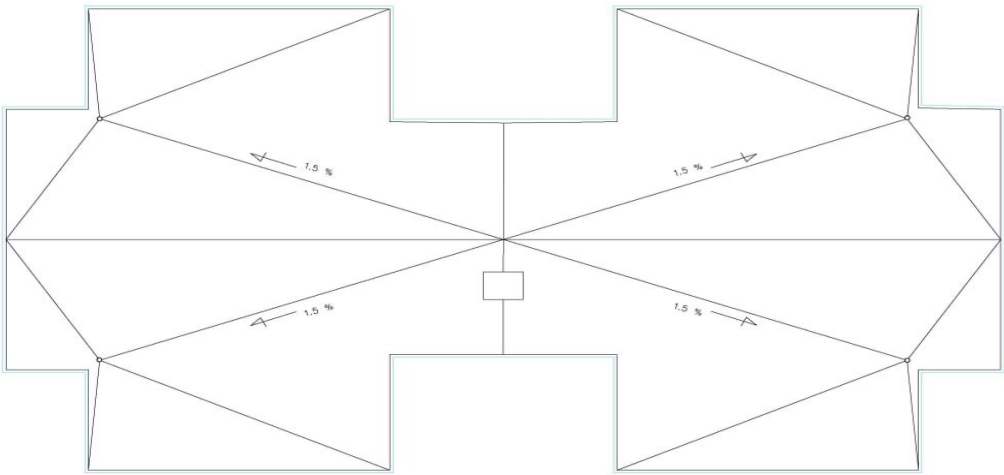


## PLANE DE RDC





**Plan d'Étanchéité**



**PLAN DE TERRASSE**