



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Calcul des structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+6) Contreventé

Par un système mixte (Voiles-Portiques).

Présenté par :

- BENBEGDA ABDEL MADJID.
- MELLAH MOHAMED AMINE.

Soutenu le 28. / 06 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Mr BELGUESMIA KHALIL.

Examineur: Mr REZIGUA Ahmed

Encadrant : Mr ZELMAT Yassine

Année Universitaire : 2019 / 2020

A close-up photograph of a hand holding a bright yellow flower with several petals. The background is softly blurred, showing more of the hand and the flower's stem. The lighting is natural, highlighting the texture of the petals and the skin of the hand.

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail. En seconde lieu je voudrais présenter mes remerciements à mon encadreur « zelmate yacine » Je voudrais également lui témoigner ma gratitude pour sa patience et son soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port. Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions. Mes parents, mes frères pour leur réconfort et soutien durant tout mon parcours. Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (06) étages, implanté à la commune de Mostaganem dans la wilaya Mostaganem. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties : La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie. Mots-clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This Project presents a detailed study of a building used for residential consists of a basement and a ground floor addition (06) floors, located in Baraka in the wilaya of ain mostaganem this region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts: The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab). The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS 2016 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part. Keywords: Building. Reinforced concrete ETABS 2016, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

SOMMAIRE

Chapitre I

| | |
|---|----|
| I .Introduction général | 01 |
| II. Présentation de l'ouvrage..... | 02 |
| III. Orientation des étages | 02 |
| IV. Caractéristiques géométriques..... | 02 |
| V. Caractéristiques géotechniques du sol | 02 |
| VI. Ossature et système constructif adopté..... | 07 |
| VI.1. Ossature..... | 07 |
| VI.2.Plancher..... | 07 |
| VI.2.1. Planchers à corps creux..... | 07 |
| VI.2.2. Planchers dalle pline | 08 |
| VI.3. Escaliers..... | 08 |
| VI.4. Maçonnerie..... | 09 |
| VI.5. Revêtement..... | 09 |
| VI.6. Isolation..... | 09 |
| VII .Matériaux..... | 09 |
| VII.1.Béton | 09 |
| VII.1.1Résistance mécanique..... | 09 |
| VII.1.2Méthode de calcul..... | 09 |
| VII.1.3Déformation et contrainte de calcul..... | 10 |

| | | |
|-----------|---|----|
| VII.1.4 | Contrainte admissible de cisaillement..... | 10 |
| VII.1.5 | Module de déformation longitudinale du béton..... | 10 |
| VII.1.6 | Module de déformation transversale..... | 10 |
| VII.2 | Les aciers..... | 11 |
| VII.2.1 | Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$ | 11 |
| VII.2.2 | Contrainte limite de traction des armatures..... | 11 |
| VII.2.3 | Etats limites..... | 12 |
| VII.2.3.1 | Etat limite ultime (ELU)..... | 12 |
| VII.2.3.2 | Etat limite de service (ELS)..... | 12 |

Chapitre II

| | | |
|---------|--|----|
| II.1. | Introduction | 13 |
| II.2. | Pré dimensionnement des poutres..... | 13 |
| II.2.1 | Les poutres principales..... | 13 |
| II.2.2 | Les poutres secondaires..... | 13 |
| II.3. | Pré dimensionnement des planchers..... | 14 |
| II.3.1. | Plancher à corps creux..... | 14 |
| II.3.2. | Condition de flèche..... | 14 |
| II.3.3. | Dimension des poutrelles | 15 |
| II.4. | Plancher dalle pleine | 15 |
| II.4.1. | Condition de résistance a la flexion | 15 |
| II.5. | Balcons | 16 |

| | |
|---|----|
| II.6. L'acrotère..... | 16 |
| II.7. Dimensionnement des escaliers | 17 |
| II.7.1 Descente des charges | 18 |
| II.8. Pré dimensionnement des voiles..... | 19 |
| II.9. Descente des charges des planchers | 20 |
| II.9.1 Plancher terrasse inaccessible | 21 |
| II.9.2 Plancher étage courant | 21 |
| II.9.3 Plancher dalle pleine | 22 |
| II.10. Pré dimensionnement des Poteaux..... | 22 |
| II.10.1. Etapes de Pré dimensionnement..... | 22 |
| II.10.2. Calcul de la surface reprise par le poteau. | 22 |
| II.10.3. Détermination des charges permanentes et d'exploitation..... | 23 |
| II.10.4. Dimensionnements des poteaux..... | 24 |
| II.10. 5. Vérification | 25 |
| II.10. 5.1. Vérification des condition imposes par RPA..... | 27 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| III. Plancher..... | 28 |
| III.1. Plancher à corps creux..... | 28 |
| III.1.1. Dimensionnement | 28 |
| III.1.2. Détermination des poutrelles..... | 29 |
| III.1.3. Ferrailage de la table de compression..... | 29 |
| III.1.4. Etude des poutrelles..... | 31 |
| III.1.5. les types des poutrelles | 33 |
| III.1.6. Application de la méthode Caquot minoré | 34 |

| | |
|--|----|
| III.1.6.1. Détermination des moments | 36 |
| III.1.6.2. L'effort tranchant | 37 |
| III.1.6.3. Calcul de l'abscisse de M_t maximum(x_0) | 37 |
| III.1.6.4. calcul le moment fléchissant en travées | 37 |
| III.1.7.Calcul du ferrailage..... | 39 |
| III.1.8.Vérification de la flèche..... | 45 |
| III.2.Plancher à dalle pleine | 51 |
| III.2.1.Méthode de calcul | 51 |
| III.2.2.Evaluation des charges et combinaisons fondamentales | 53 |
| III.2.3.Calcul du ferrailage de la dalle pleine | 56 |
| III.2.4.Vérification des contraintes de cisaillement..... | 60 |
| III.2.5.Vérification de la flèche | 60 |

Chapitre IV

| | |
|---|----|
| IV. 1.Introduction..... | 62 |
| IV.2. Etude de l'acrotère | 62 |
| IV.2.1 Calcul du ferrailage..... | 62 |
| IV.2.2.Effort normal et moment fléchissant | 62 |
| IV.2.3Détermination de la section des armatures..... | 63 |
| IV.2.4.Vérification de l'existence des armatures comprimées | 63 |
| IV.2.5 Vérification des contraintes..... | 64 |
| IV.2.6.Calcul du moment statique de la section..... | 65 |
| IV.2Vérification au cisaillement..... | 66 |
| IV.3.1.Etude des balcons | 67 |
| IV.3.2.Détermination des armatures..... | 67 |
| IV.3.3.Calcul des armatures transversales..... | 68 |
| IV.4.1. Etude des escaliers | 70 |
| IV.4.1.L'inclinaison de la paillasse | 70 |
| IV.4.3.Combinaisons fondamentales | 71 |
| IV.4.4.Diagrammes de M, T en ELS et en EL | 72 |

| | |
|--|----|
| IV.4.5.Vérification de l'existence des armatures comprimées..... | 73 |
| IV.4.6.Vérification des contraintes de cisaillement | 75 |

Chapitre V

| | |
|--|----|
| V .Introduction..... | 77 |
| V .1.Choix de la méthode de calcul..... | 77 |
| V.1.1. Méthode d'analyse modale spectrale..... | 77 |
| V.2 .Détermination des paramètres du spectre de réponse..... | 77 |
| V.2.1 Coefficient d'accélération A..... | 77 |
| V.2.2 Coefficient de comportement global de la structure R..... | 78 |
| V.3 Facteur de qualité Q | 78 |
| IV.3 .1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 78 |
| V.3.2. Redondance en plan..... | 78 |
| V.3.3. Régularité en plan..... | 78 |
| V.3 .4. Régularité en élévation..... | 79 |
| V.3.5. Contrôle de la qualité des matériaux | 79 |
| V.3.6. Contrôle de la qualité de l'exécution..... | 79 |
| V.4 Facteur de correction d'amortissement | 80 |
| V.4.1.Période T1 et T2 du site considérée S3..... | 80 |
| V.5.Période fondamentale (T)..... | 80 |
| V.6. Facteur d'amplification dynamique moyen D..... | 81 |
| V.7 Détermination des paramètres des combinaisons d'action..... | 81 |
| V. 8.Vérifications réglementaires | 89 |
| V.8.1. La résultante des forces sismiques..... | 89 |
| V.8.2 Calcul de la force sismique totale..... | 89 |

V.8.3 Vérification des déplacements latéraux inter étages90

V. 8.4 Justification vis à vis de l'effet P- Δ91

Chapitre VI

VI.INTRODUCTION94

VI.1. FERRAILLAGES DES POTEAUX94

VI.1.1. Combinaison d'action.....95

VI.1.2. SCHEMA DE FERRAILLAGES DES POTEAU96

VI.3. FERRAILLAGES DES POUTRES PRINCIPALE97

VI.4. FERRAILLAGES DES POUTRES CHENAGE98

VI.5.FERRAILLAGE DE VOILE99

Chapitre VII

VII.1. Introduction.....100

VII.2.Vérification de type de la semelle.....101

VII.3.Ferrailage Semelle filante sous voile et 2 poteaux (40× 40)102

VII.3.1.Prés dimensionnement de la semelle filante sous voile 1103

VII.4.Semelle filante sous 2 poteaux.....104

VII .4.1.Ferrailage.....105

VII.4.2. Ferrailage transversal.....106

Chapitre I

| | |
|---|----|
| Figure I-1: plan du façade principale..... | 03 |
| Figure I-2: plan de masse..... | 04 |
| Figure I-3 : vue en plan de disposition des voiles et des poteaux | 05 |
| Figure I-4 : Vue de la structure en 3D..... | 06 |
| Figure I-5 : Plancher à corps creux..... | 07 |
| Figure I-6 : Plancher dalle pleine | 08 |
| Figure I-7: Escalier à deux volées..... | 08 |
| Figure I-8: diagramme Contrainte-Déformation d'acier..... | 11 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Figure 1: coupe transversale d'un plancher a corps creux..... | 14 |
| Figure 2:Dimension des poutrelles | 15 |
| Figure 3 : schème statique du balcon | 17 |
| Figure 4 : acrotère..... | 17 |
| Figure 5 : dimensionnement d'escalier | 18 |
| Figure 6:Dimension des voiles | 19 |
| Figure 7:Condition RPA pour les voiles | 20 |
| Figure 8 : conditions du RPA 99 / version 2003.(Article 7.4.1)..... | 24 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| Figure III.1 : schéma Plancher à corps creux..... | 28 |
| Figure III.2 : les dimensions de la poutrelle..... | 29 |
| Figure III.3 : moment sur appuis intermédiaire..... | 32 |
| Fig.III.4: schéma statique de poutrelle..... | 33 |
| Figure.5 : Représentation de la méthode de Caquot..... | 35 |
| Figure.6 : schéma statique d'une poutre continue | 35 |

| | |
|---|----|
| Figure.III.7: Section de calcul..... | 39 |
| Figure.III.8.: Section de calcul en travée..... | 40 |
| Figure.9.: Section de calcul en appui..... | 42 |
| Figure.10.: L'influence de l'effort tranchant..... | 43 |
| Figure.11.L'influence de l'effort tranchant..... | 43 |
| Fig.III.12: coupe transversale sur poutrelle..... | 44 |
| Figure13: schéma du ferrailage de la poutrelle..... | 50 |
| Figure.III.14: Hypothèse de calcul..... | 51 |
| Figure III.15.les ligne de rebture détermine par essai de chargement | 52 |
| Figure.16 Enrobage..... | 52 |
| Figure 17:schéma représentatif de déférents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant..... | 55 |
| Figure.III.18: Section de calcul en travée sens x-x..... | 56 |
| Figure.III.19: Section de calcul en appui sens x-x..... | 57 |
| Figure.III.20: Section de calcul en travée sens y-y | 59 |
| Figure.III.21: Section de calcul en appui sens y-y | 59 |
| Figure.22 : dessin de ferrailage de la dalle pleine..... | 61 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| Figure IV.1 : section du calcul..... | 63 |
| Figure IV-2 : Dessin ferrailage de l'acrotère..... | 66 |
| Figure IV.3 : section du calcul..... | 67 |
| Figure IV.4.Dessin du ferrailage du balcon..... | 69 |
| Figure IV.5 Vue en plan d'escalier..... | 70 |
| Figure IV.6. Schéma de la paillasse..... | 70 |
| Figure IV.7. Schéma statique en ELS..... | 72 |
| Figure IV.8. Schéma statique en ELU..... | 73 |
| Figure IV.9: Section de calcul..... | 73 |

| | |
|---|----|
| Figure IV.10: Section de calcul..... | 74 |
| Figure IV.11: Dessin du ferrailage de l'escalier..... | 76 |

Chapitre V

| | |
|---|----|
| Figure V-1: Régularité en plan..... | 78 |
| Figure V-2: Régularité en élévation..... | 79 |
| Figure V-3: disposition des voiles 1..... | 83 |
| Figure V-4: disposition des voiles 2..... | 83 |
| Figure V-5: disposition des voiles 3..... | 84 |
| Figure V-6: Mode 1 : translation suivant X..... | 86 |
| Figure V-7: Mode 1 : translation suivant Y..... | 87 |
| Figure V-8: Mode 3 : torsion..... | 88 |
| Figure V-9: Le grand effet $P.\Delta$ | 91 |

Chapitre VI

| | |
|---|----|
| FIGURE 1 : FERRAILGE DE POTEAU..... | 96 |
| Figure 2 : FERRAILGE DE LES POUTRE PRINCIPAL..... | 97 |
| FIGURES 3 : COUPES SUR LES POUTRE PRINCIPAL..... | 97 |
| FIGURE 4 : FERRAILAGE DE POUTRE CHENAGE..... | 98 |
| Figure 5: COUPE SUE POUTRE CHENAGE..... | 98 |
| Figure 6 : FERRAILLAGE DE VOILE | 99 |
| Figure 7 : COUPE A-A DU VOILLE | 99 |

Chapitre VII

| | |
|---|-----|
| Figure 1 : coffrage semelle filante sous voile..... | 102 |
| Figure 2 : ferrailage semelle filante sous voile..... | 102 |
| Figure3 : dimension des voiles..... | 106 |
| Figure.4. : coffrage et ferrailage de la semelle filante..... | 106 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Tableau 1 : charge permanent de volée..... | 18 |
| Tableau 2 : charge permanent de palier..... | 19 |
| Tableau. 3 : détermination les combinaisons fondamentales..... | 19 |
| Tableau4 : les charges permanentes | 21 |
| Tableau5: les charges permanentes | 21 |
| Tableau6: les charges permanentes..... | 22 |
| Table 7: récapitulatif des charges et leur combinaison | 22 |
| Tableau 8: descente des charges pour le poteau le plus sollicité..... | 24 |
| Tableau 9: calcul d'effort normal et pré dimensionnement des poteaux | 25 |
| Tableau 10: Vérification la condition de flambement pour poteaux rectangulaires.... | 26 |
| Tableau 10: Vérification la condition de flambement pour poteaux rectangulaires.... | 27 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| Tableau1: récapitulatif des charges et combinaison des charges..... | 33 |
| Tableau2 : récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(X_0) | 38 |
| Tableau3: récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(X_0) | 39 |
| Tableau 4: récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et le ferrailage | 49 |
| Tableau.5: Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y [art 2.1.2/ BAEL91]..... | 55 |
| Tableau6 : récapitulatif des sollicitations maximales..... | 56 |
| Tableau 7: Ferrailage de dalle pleine..... | 59 |

Chapitre V

| | |
|--|----|
| Tableau V.1: Pénalité en fonction de critère de qualité..... | 80 |
| Tableau V.2 caractéristiques massique..... | 82 |
| Tableau V.3: Périodes et facteurs de participation modale..... | 85 |
| Tableau V.4: vérification des efforts dynamiques..... | 89 |
| Tableau V.5 : Vérification des déplacements inter étages | 91 |
| Tableau V.6 : Calcul de θ_x et θ_y | 93 |

Chapitre VI

| | |
|---|----|
| Tableau VI.1 : calcul des contraintes..... | 94 |
|---|----|

Chapitre VII

| | |
|---|-----|
| Tableau : les dimensions des semelles filantes et SF sous voiles..... | 106 |
|---|-----|

I. Introduction général

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. Pour l'amélioration des structures des bâtiments l'ingénieur de structure génie civil doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux différentes forces.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91) et les règles parasismiques algériennes R.P.A 99(03) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure sont utilisées dans ce projet.

Nous avons entrepris ce travail qui est divisé en 3 chapitres. Dans le premier chapitre : généralité, le deuxième chapitre : présentation de projet Et le troisième calcul des éléments secondaire après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons expose le ferrailage des éléments résistants.

II. Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment à usage d'habitation, composé de (06) étages, implanté à Mostaganem (wilisse), qui une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) d'après les règles parasismique algériennes (RPA 99 / version 2003),

III. Orientation des étages

- ❖ Le RDC .
- ❖ Les autres étages sont des logements d'habitation.

IV. Caractéristiques géométriques

Le tour à étudier est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan de dimensions:

➤ Dimensions en élévation :

| | |
|----------------------------------|----------------|
| Hauteur des étages courants..... | 3,06m. |
| Hauteur de RDC..... | 3,06m. |
| Hauteur totale de Tour..... | 21.42m. |

➤ Dimensions en plan :

| | |
|--|----------------|
| Longueur totale du bâtiment à la base en plan..... | 23.25m. |
| Larguer totale du bâtiment a la base en plan..... | 16.35m. |

V. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2$ bars.

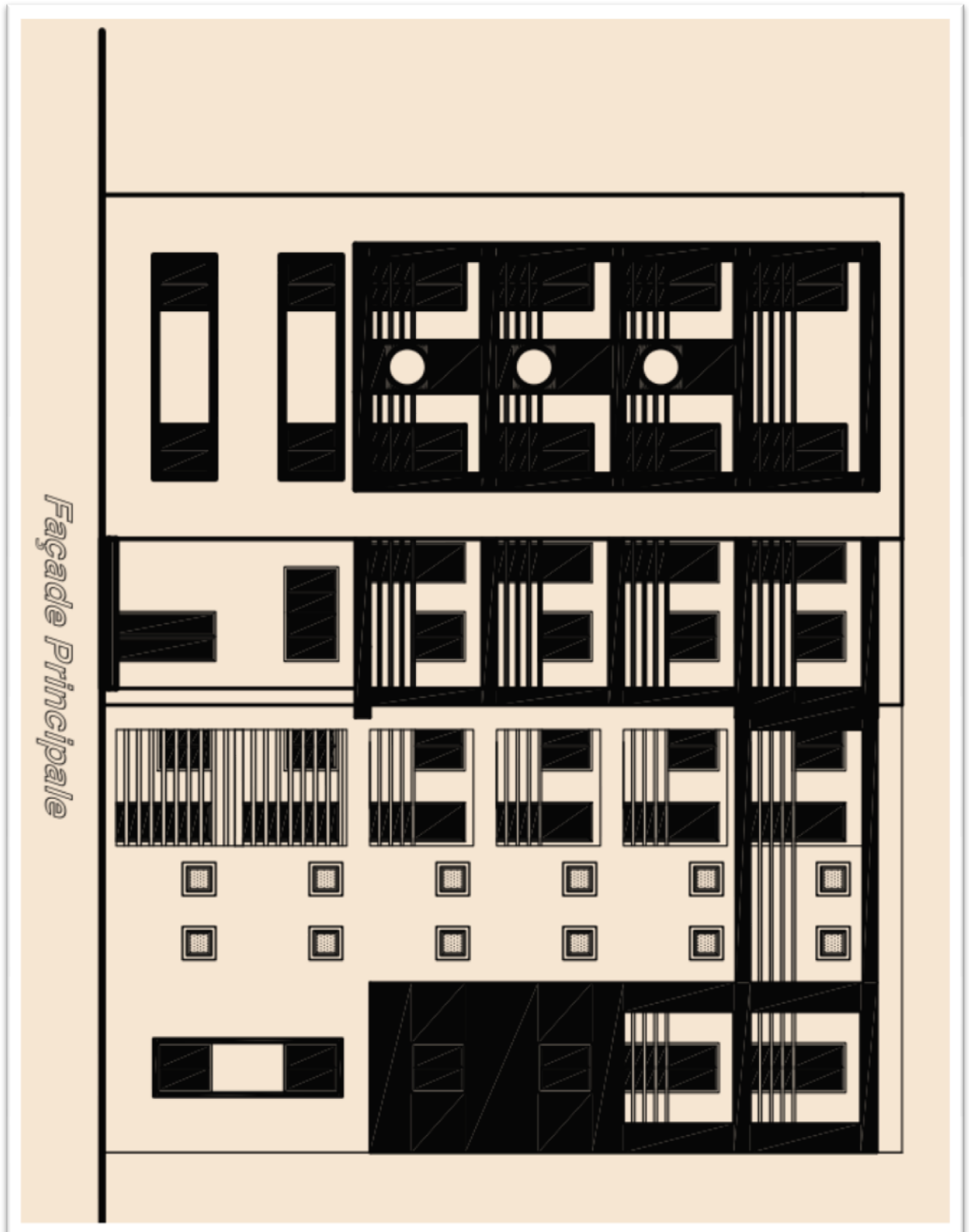


Figure I-1: plan du façade principale

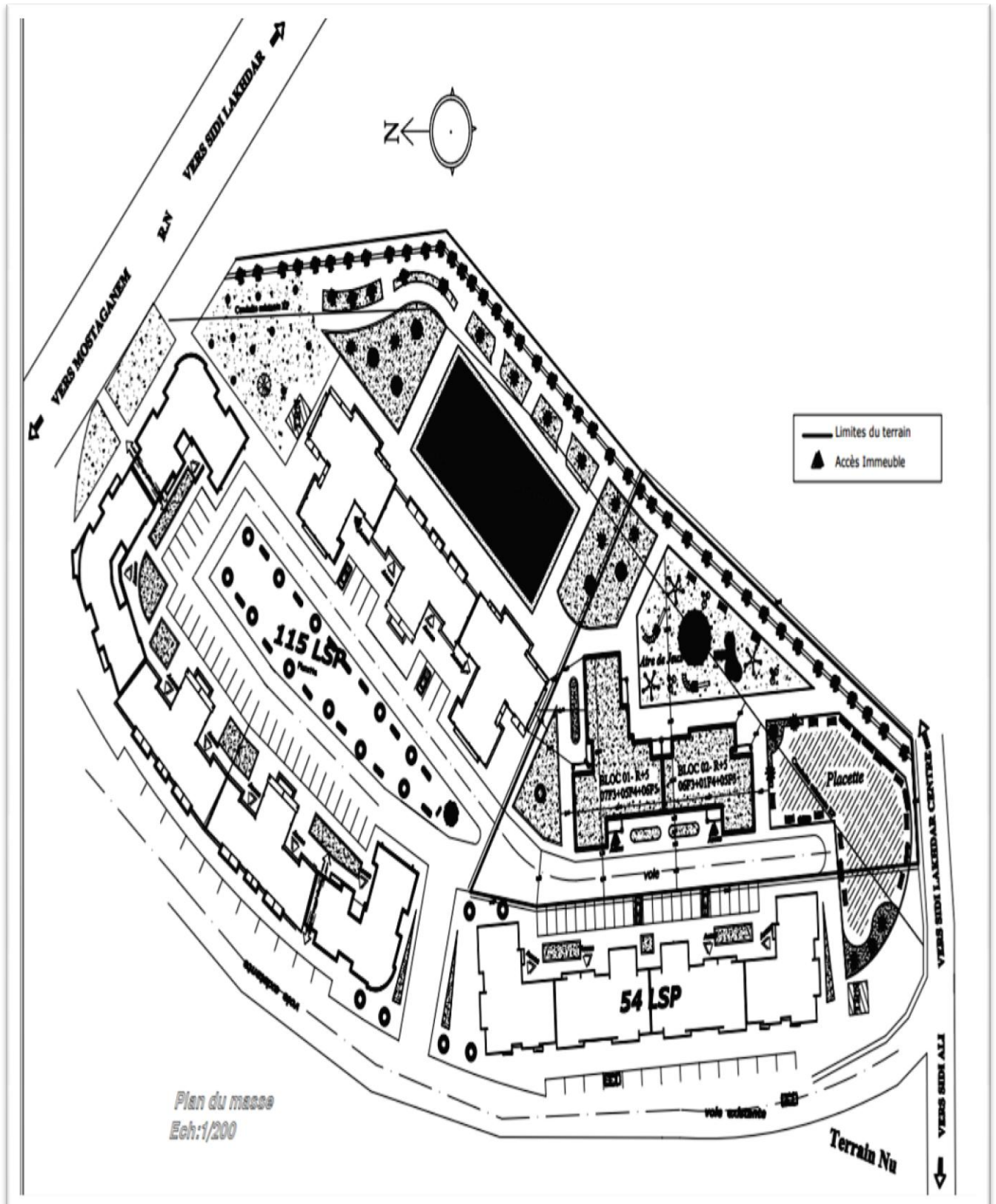


Figure I-2: plan de masse .

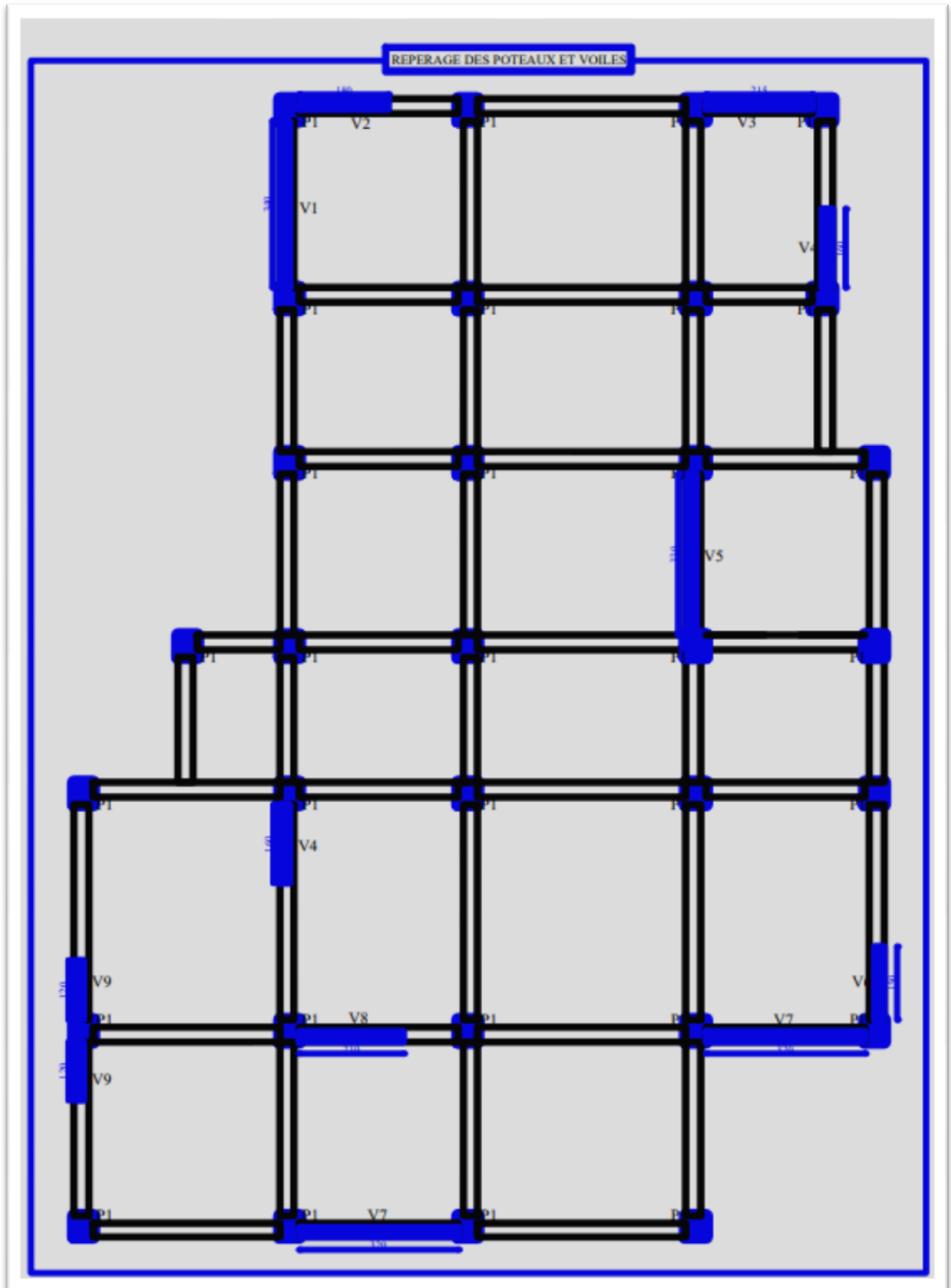


Figure I-3 : vue en plan de disposition des voiles et des poteaux

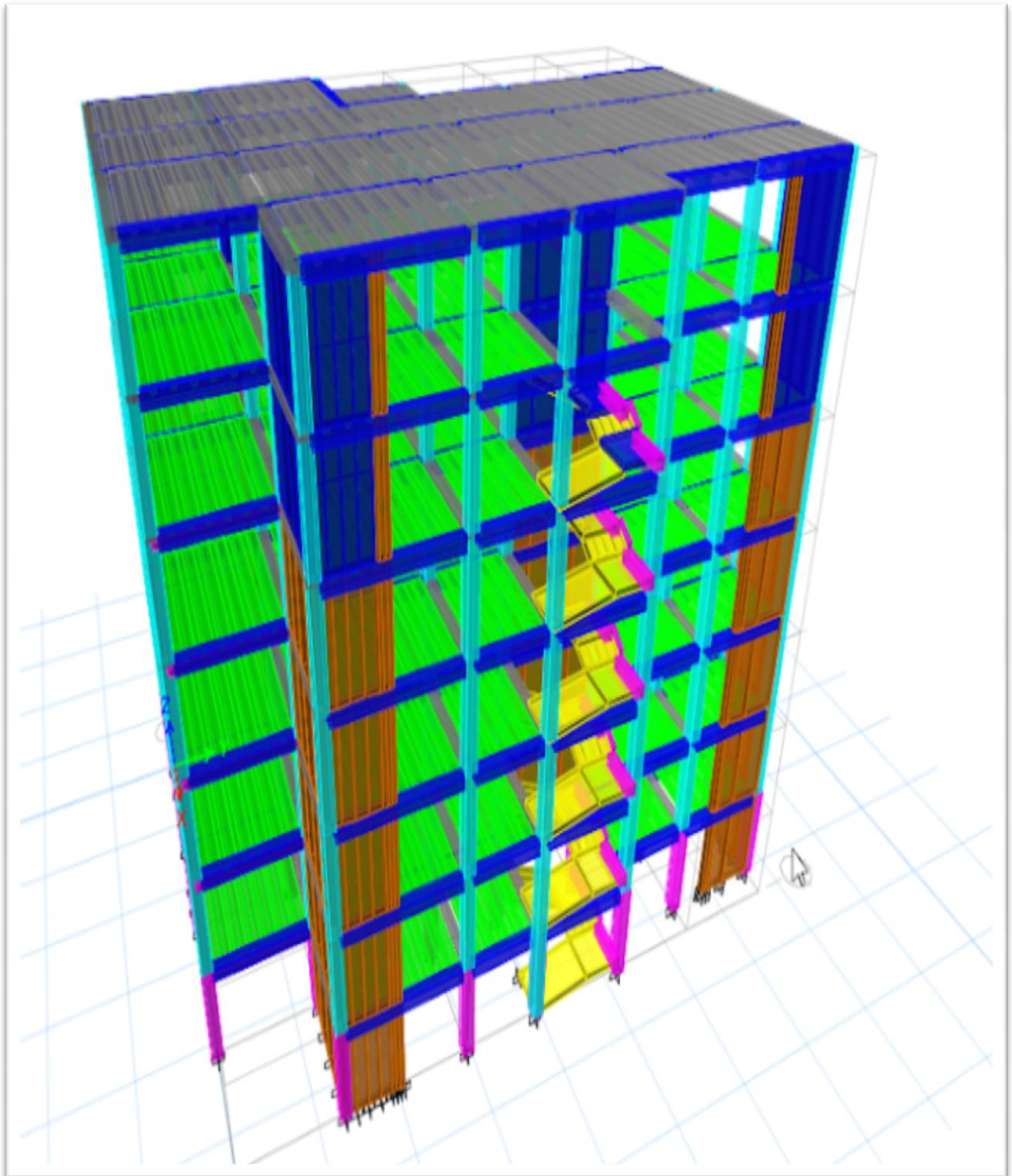


Figure I-4 : Vue de la structure en 3D

VI. Ossature et système constructif adopté :

VI.1. Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques (poteau, poutre) et renforcé par des voiles exigés par le **RPA 99 / version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

VI.2. Plancher

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges d'utilisations, ils résistent bien aux efforts horizontaux.

Cette structure comporte deux types de planchers:

- 1) Planchers à corps creux (en partie courante)
- 2) plancher dalle pleine (sous-sol et RDC)

VI.2.1. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65 cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- ✓ Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

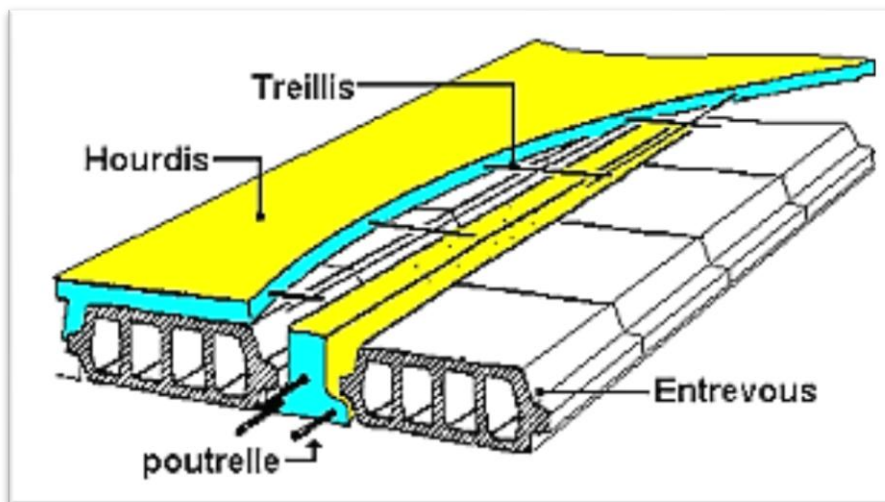


Figure I-5 : Plancher à corps creux

VI.2.2. Plancher dalle pleine :

Les dalles pleines en béton armé offrent une bonne résistance au feu ainsi qu'une bonne isolation phonique en ce qui concerne les bruits d'ambiance (voix humaines, télévision) sous réserve d'une épaisseur minimale de 16cm, par contre elles n'offrent pas une bonne isolation phonique contre les bruits d'impacts (chocs).

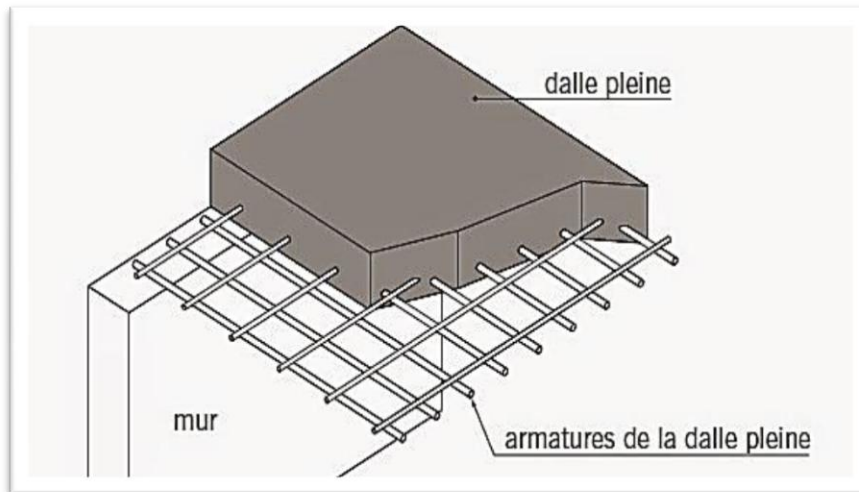


Figure I-6 : Plancher dalle pleine

VI.3. Escaliers:

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui sont constitués par des gradins successifs, et sont exclusivement destinés aux piétons.

On a un seul type d'escalier a constitué de deux volées et un palier intermédiaire

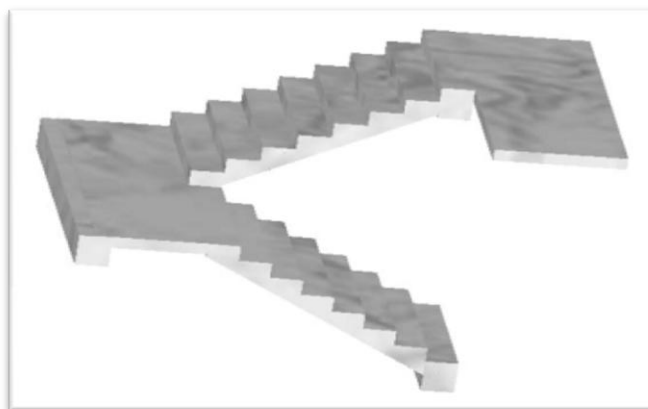


Figure I-7: Escalier à deux volées

VI.4. Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

VI.5. Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

VI.6. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

- ✓ L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

VII.MATERIEAUX**VII.1.Béton :****VII.1.1Résistance mécanique :****a) Résistance caractéristique à la compression :**

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16.32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa .

VII.1.2Méthode de calcul :

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

-Les états limites sont classés en deux catégories :

✓ Etat limite ultime (ELU):

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

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton.
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

✓ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

VII.1.3 Déformation et contrainte de calcul :✓ **Etat limite ultime de résistance**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole σ_{bc}) est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

VII.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \text{Min} (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Avec b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

VII.1.5 Module de déformation longitudinale du béton :**a) Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa.

b) Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

➤ **Remarque :**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

VII.1.6 Module de déformation transversale :❖ **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

VII.2 Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer-Carbone en faible pourcentage.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- ✓ Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- ✓ Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :

- ✓ Acier naturel FeE 215, FeE 235.
- ✓ Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500.
- ✓ Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$.

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

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

VII.2.1 Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$:

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

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400

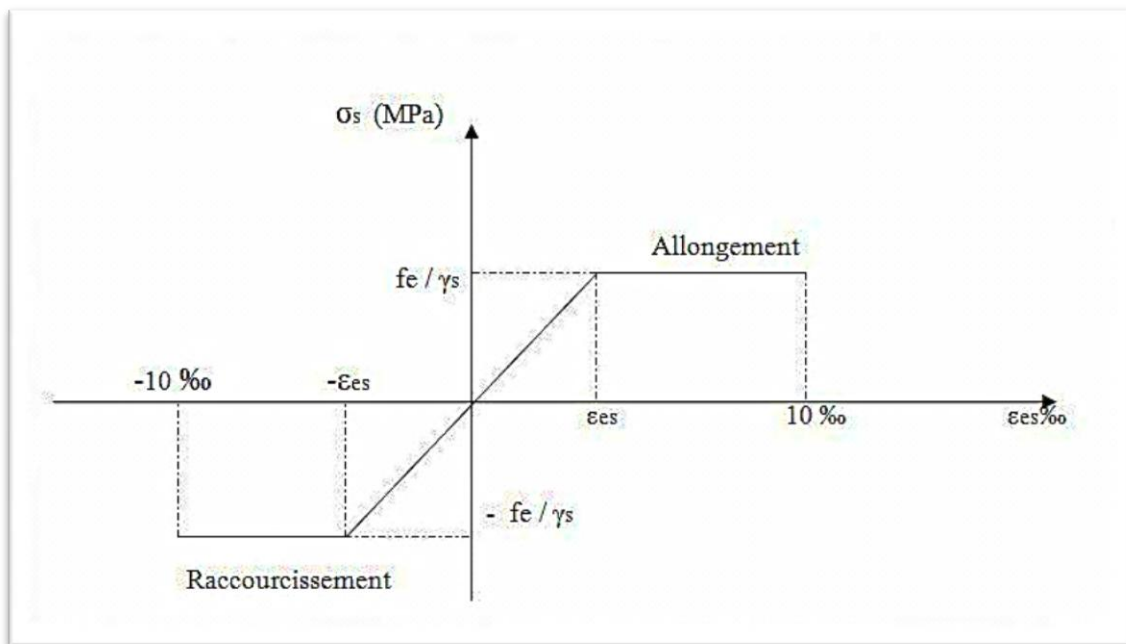


Figure I-8: diagramme Contrainte-Déformation d'acier

VII.2.2 Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma_{st}} \leq f_{ep}$ pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_{st}} = \min ((3/2).f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma_{st}} = \min ((1/2).f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour des ronds lisses (RL).

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6\ \text{mm}$ (HA).

❑ **Poids volumique :**

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

VII.2.3 Etats limites :

Suivant les règles **BAEL** on distingue deux états limites de calcul :

- ✓ Etats limite ultime de résistance **ELU**.
- ✓ Etats limite de service **ELS**.

VII.2.3.1 Etat limite ultime (ELU) :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA 99 / version 2003**. On doit par ailleurs vérifier que l'**ELU** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.

VII.2.3.2 Etat limite de service (ELS) :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
 $\sigma_{bc} = E \times \epsilon_{bc}$; $\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$
- Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.
 $n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalente ».

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches..), et parfois de la condition de résistance au feu.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Poutres
- Planchers
- Poteaux
- Voiles

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par le **BAEL 91 révisée 99** et vérifiées par la suite selon l'article **7.5.1 du RPA 99 / version 2003**.

D'après les règles de **BAEL 91 révisée 99** on a :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

II.2.1 Les poutres principales :

$$L_{\max} = 4,90 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{4,90}{15} \leq h \leq \frac{4,90}{10} \rightarrow 0,323 \leq h \leq 0,49$$

Alors en prend : **h = 40 cm**

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

- b : largeur de la poutre

D'après le **RPA 99 / version 2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.
- $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.
- $h / b < 4 \rightarrow 40 / 30 = 1,33 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée.
- $b_{\max} < 1,5h + b_1 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

On prend : **b = 30 cm** pour tous les poutres principales.

II.2.2 Les poutres secondaires :

$$L_{\max} = 4,90 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{4,60}{15} \leq h \leq \frac{4,60}{10} \rightarrow 0,31 \leq h \leq 0,46$$

Alors en prend : **h = 30 cm**

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 12 \leq b \leq 24$$

D'après le **RPA 99 / version 2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.
- $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.
- $h / b < 4 \rightarrow 40 / 30 = 1 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée
- $b_{\text{max}} < 1.5h + b_1 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

Donc on prend : **b = 30cm** pour tous les poutres secondaires

Finalement :

Poutres principales : **(30×40) cm²**

Poutres secondaires : **(30×30) cm²**

II.3. Pré dimensionnement des planchers

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

- ✓ Condition de flèche
- ✓ Condition coupe-feux
- ✓ Condition d'isolation thermique
- ✓ Condition d'isolation phonique

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :²

- Plancher à corps creux en partie courante.
- plancher dalle pleine pour les niveaux RDC.

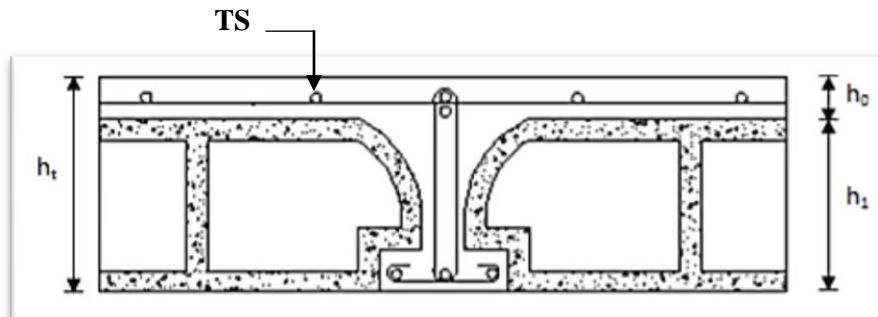


Figure 1: coupe transversale d'un plancher à corps creux

II.3.1. Plancher à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que:

II.3.2. Condition de flèche

$$\frac{L_{\text{max}}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\text{max}}}{20} \dots \dots \dots [\text{BAEL91 - 7.6.8}]$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher

L_{max} : longueur maximale d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis

$$L_{\text{max}} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{25} \leq ht \leq \frac{490}{20} \Rightarrow 18.4 \leq ht \leq 24.5 \text{ donc } ht = 20 \text{ cm}$$

Ainsi on opte pour un plancher à corps creux de type (16+4)cm.

h=16 cm. Hauteur du corps creux.

h₀=4cm. Epaisseur de la dalle de compression.

II.3.3. Dimension des poutrelles :

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{25}; \frac{L_{max}}{20}; 6h_0\right), \text{ avec : } :$$

L_n : la distance entre axes des nervures

h₀ : l'épaisseur de la dalle de compression

L_{max} : longueur maximale d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis

$$50 \text{ cm} \geq L_n \geq 80 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ donc : } L_n = 60 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{60}{25}; \frac{490}{20}; 6 \times 4\right) \quad \rightarrow \text{ donc : } b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq \frac{ht}{2} \quad \rightarrow \text{ donc : } b_0 \geq 10 \text{ cm}$$

$$b = L_n = 60 \text{ cm}$$

$$b_0 = b - 2b_1 = 60 - 48 = 12 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{ donc : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

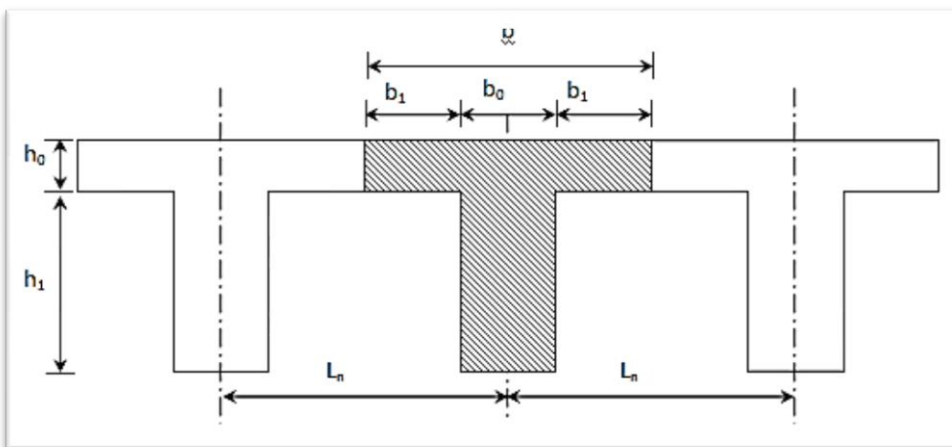


Figure -2: Dimension des poutrelles

II.4. Plancher dalle pleine

L'épaisseur des dalles pleines plus souvent des conditions de sécurité, d'isolation et de résistance a la flexion

II.4.1. Condition de résistance a la flexion :

Les conditions que doivent vérifier les dimensions de la dalle sont :

Dalle travaillant dans un seul sens : si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 e = \left(\frac{1}{35}; \frac{1}{30}\right) L_x \dots\dots\dots(\text{BAEL91})$

Dalle travaillant dans les deux sens : si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

$$e = \left(\frac{1}{50}; \frac{1}{40}\right) L_x \dots\dots\dots(\text{BAEL91})$$

Avec :

L_x = la plus petite portée du panneau de la dalle (distance entre nus d'appuis)

L_y = la plus grande portée du panneau de la dalle :

Dans notre cas :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{80} = 2 > 0.4 \text{ Donc la dalle travail dans les deux sens.}$$

$$e = \left(\frac{L_x}{50}; \frac{L_x}{40}\right) \rightarrow e = \left(\frac{160}{50}; \frac{80}{40}\right) = (3.2; 2)\text{cm.}$$

II.5. Balcons

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre et différentes charges), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids du garde du corps), et une charge d'exploitation Q.

A. Charges permanentes :

Epaisseur de balcon: On prend $h_d=15\text{cm}$

| Charges permanentes: | |
|---|------------------------|
| Carrelage + Sable + Mortier de pose | 104 daN/m ² |
| Dalle pleine en béton armé (15cm) [2500×0.15] | 375 daN/m ² |
| Enduit au ciment [1,5cm×18] | 27 daN/m ² |

$$G=506 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $G=\bar{G} \times 1=506 \text{ daN/m}$

B. Surcharge d'exploitation

Les balcons pour locaux à usage d'habitation: $\bar{Q}=350 \text{ daN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $Q=\bar{Q} \times 1\text{m}=350\text{daN/m.}$

Calcul de la charge due au poids du mur

La charge due au poids du mur sur le balcon: p

$$P=G_m \times h$$

Epaisseur du mur: $e=10\text{cm} \Rightarrow G_m=(90+2 \times 18 \times 1,5)=144\text{daN/m}$

Hauteur du mur:

$$h=1,20-0,15=1,05 \text{ m}$$

$$P=144 \times 1,05=151.2 \text{ daN/m .}$$

Notre balcon est exposé aux intempéries ; donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [Article BAEL91]

$$\varnothing_{max} \leq \frac{h}{10} \quad \text{Avec } h_d=15\text{cm}$$

$$\varnothing_{max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \varnothing_{max} = 10 \text{ mm.}$$

Calcul de l'enrobage:

$$a = 2\text{cm}$$

$$c = \alpha + \frac{\varnothing}{2} \rightarrow c = \left(20 + \frac{10}{2}\right) = 25 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\varnothing = 10\text{mm}$.

Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 15 - 2,5 = 12,5 \Rightarrow d = 12,5 \text{ cm.}$$

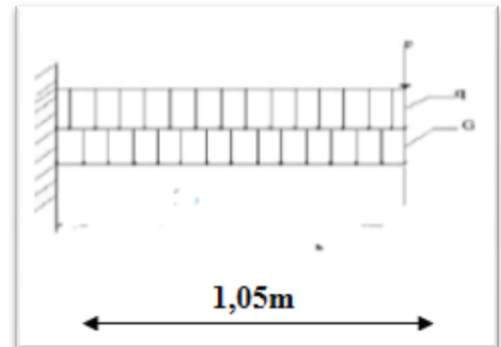


Figure3 :schéma statique du balcon

II.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Elle est assimilée à une console verticale encastree à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal du à son poids propre « WP » et une surcharge « FP » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante

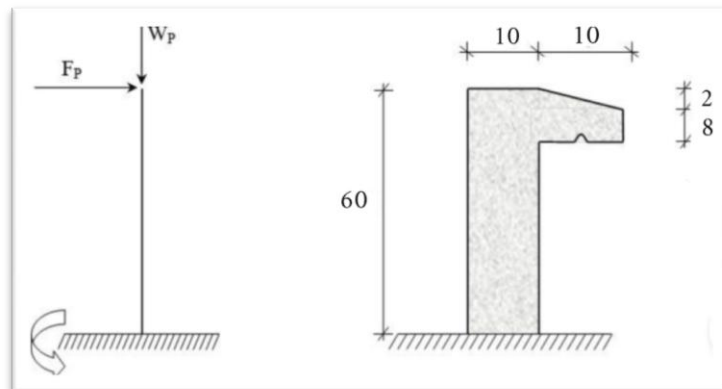


Figure 4 :acrotère.

Calcul de la surface S

$$S = (0,04 \times 0,10) / (2) + (0,04 \times 0,10) + (0,06 \times 0,2) + (0,10 \times 0,5) = 0,068 \text{ m}^2$$

Calcul du poids P

$$P = (0,068 \times 2500) = 170 \text{ Kg/m}$$

II.7. Dimensionnement des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL

Caractéristiques techniques :

Hauteur Etages : H = 3,06 m

Giron : g = 30 cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h + g < 66$$

h : varie de 15cm a 18cm

g : varie de 22cm a 33cm

On a : $14,5 < h < 18$

Donc : $h = 17 \text{ cm}$

Nombre Des Contres marches :

$$N_c (\text{ETAGE COURANT}) = H/h = 306/17 = 18$$

N_c : nombre des contremarches

18 contremarches (09 contres marches par volées) pour ETAGE COURANT et RDC.

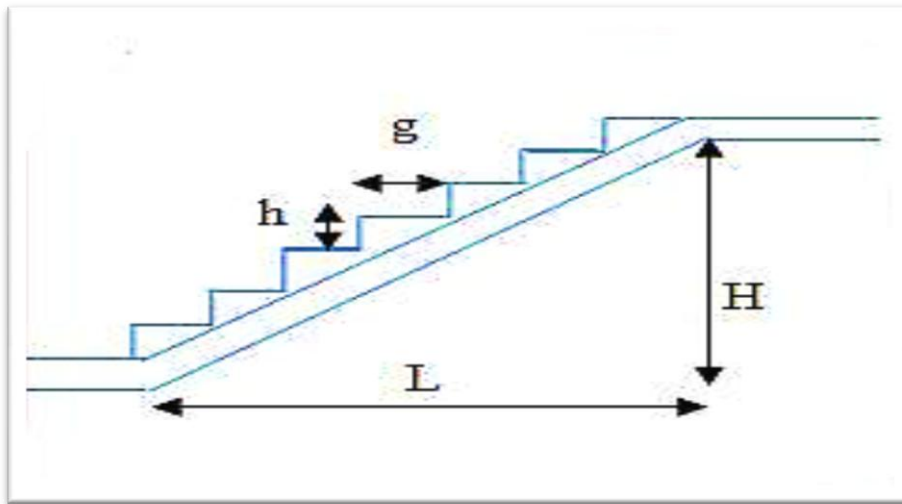


Figure II-5 : Dimensionnement des escalier

II.7.1 Descente des charges :

descente des charges des escalier :

1) volée :

Tableau 1 :charge permanent de volée

| | G (Kn/m ²) |
|---|------------------------|
| Revêtement en carrelage horizontal (2cm) :22×0.02 | 0.44 |
| Mortier en ciment horizontal (2cm) :20×0.02 | 0.4 |
| Lait de sable (2cm) :18×0.02 | 0.36 |
| Revêtement en carrelage vertical (2cm) :ep×22× $\frac{h}{g}$ | 0.25 |
| Mortier en ciment vertical (2cm) :ep×20× $\frac{h}{g}$ | 0.23 |
| Poids propre de paillasse (15cm) :ep× $\frac{25}{\cos\alpha}$ | 4.3 |
| Poids propre des marches : 22× $\frac{h}{g}$ | 1.87 |
| Garde – corps métallique | 0.1 |
| Enduite en ciment 0.18×1.5 | 0.27 |
| Total | 8.22 |

Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 2.50 \text{Kn/m}^2$.

2) palier :

Tableau 2 : charge permanent de palier

| | G (Kn/m ²) |
|---|------------------------|
| Poids propre de palier $e_p \times 25 = 0.15 \times 25$ | 3,75 |
| Carrelage (2cm) | 0,44 |
| Mortier de posse : (2cm) 0.02×20 | 0,4 |
| Lait de sable : (2cm) 0.02×18 | 0,36 |
| Enduite de ciment (1.5cm) | 0,27 |
| Total | 5,22 |

Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 2.50 \text{Kn/m}^2$.

Tableau. 3 : détermination les combinaisons fondamentales

| | charges | | Combinaisons fondamentales | |
|--------|---------|------|----------------------------|-------------|
| | G | Q | ELU (KN/ml) | ELS (KN/ml) |
| volée | 8,22 | 2,50 | 14,84 | 10,72 |
| Palier | 5,22 | 2,50 | 10,80 | 7,72 |

II.8. Pré dimensionnement des voiles

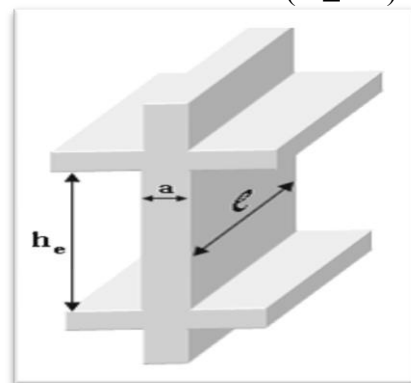
Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article **7.7.1 du RPA 99 / version 2003**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. D'après le **RPA 99 / version 2003 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles »

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

h_e : hauteur libre de l'étages



• **Figure 6: Dimension des voiles**

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

- ✓ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \max (h_e/25, 15 \text{ cm})$
- ✓ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \max (h_e/22, 15 \text{ cm})$
- ✓ Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \max (h_e/20, 15 \text{ cm})$

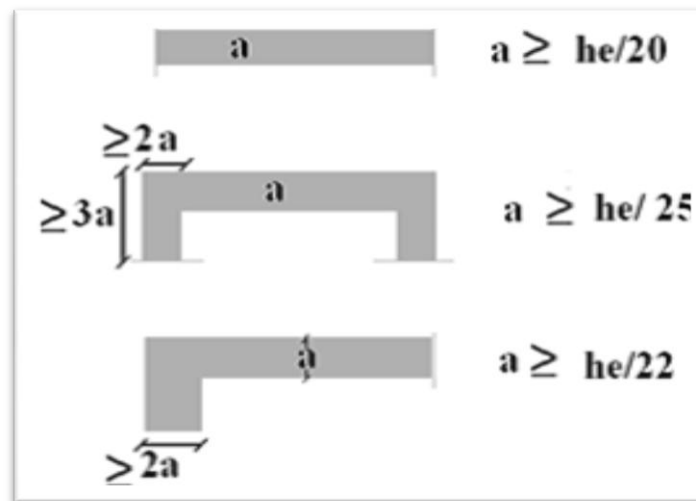


Figure II.7:Condition RPA pour les voiles

Pour notre cas, on utiliser

1° des voiles de contreventement pour les étages courants et RDC :

1) **RDC :**

$$h_e \text{ max} = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ cm}$$

$$a_{\text{etage}} \geq \frac{2,66}{20} = 0.133$$

2) **Etages courants :**

$$h_e \text{ max} = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ cm}$$

$$a_{\text{etage}} = \frac{2,66}{20} = 0.133$$

II.9. Descente des charges des planchers :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.9.1 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau4 : les charges permanentes

| Matériaux | P (daN/m ³) | Ep (m) | G (daN/m ²) |
|---|-------------------------|--------|-------------------------|
| 1- Protection gravillon | 2000 | 0,04 | 80 |
| 2- Etanchéité multicouche (36s) | 600 | 0.02 | 12 |
| 3- Forme de pente | 2200 | 0.12 | 264 |
| 4- Isolation thermique | 400 | 0.04 | 16 |
| 5- Dalle en corps creux [bloc en polystyrène] | - | 0,24 | 310 |
| 6- Enduit au ciment | 1000 | 0.015 | 15 |
| | | | Q1=100 |
| | | | G1= 697 |

II.9.2 Plancher étage courant :

Tableau5: les charges permanentes

| Matériaux | P(daN/m ³) | E(m) | G(daN/m ²) |
|---------------------------------------|------------------------|-------|------------------------|
| 1-Carrelage + Sable + Mortier de pose | 2000 | 0.02 | 40 |
| Mortier en ciment | 2000 | 0.03 | 60 |
| 3-Dalle en corps creux (21+4) | - | 0,25 | 310 |
| 4-Enduit au plâtre | 1000 | 0.015 | 15 |
| 5-cloisons légères | - | 0.10 | 100 |
| | | | G2=505 |
| | | | Q2=150 |

II.9.3 Plancher dalle pleine :

Tableau6: les charges permanentes

| Matériaux | P (daN/m3) | Ep (m) | G (daN/m2) |
|----------------------|------------|--------|----------------|
| 1- carrelage | 2000 | 0,01 | 20 |
| 2- mortier de ciment | 2000 | 0.05 | 60 |
| 3- dalle pline | 2500 | 0.16 | 400 |
| 4- cloisons legere | - | 0.10 | 100 |
| 5- enduit au platre | 1000 | 0,015 | 15 |
| | | | Q1=100 |
| | | | G1= 595 |

Table 7: récapitulatif des charges et leur combinaison

| Charge | Destination | G daN/m2 | Q daN/m2 | E.L.U Qu=1.35G+1.5Q | E.L.S Qs=G+Q |
|-------------------------|--------------|-------------|-------------|------------------------|-----------------|
| Etages | | | | | |
| Plancher Terrasse | Inaccessible | 697 | 100 | 1090,95 | 797 |
| 2eme -6 eme Etage | Habitation | 505 | 150 | 906,75 | 655 |
| 1 ^{er} + R.D.C | Habitation | 595 | 100 | 1178,25 | 845 |

II.10. Pré dimensionnement des Poteaux :

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d’exploitation à l’état limite ultime ($Nu = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tours comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne $Nu = 1,15Nu$)

II.10.1.Etapes de Pré-dimensionnement

- 1- Choix du poteau le plus sollicité.
- 2- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- 3- Détermination des charges permanentes et d’exploitation revenant à ce poteau.
- 4- Dimensionnements des poteaux.
- 5- Vérification

II.10.2. Calcul de la surface reprise par le poteau.

$$S = 4.1 \times 4.45 = 18.24 \text{ m}^2$$

II.10.3. Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau :

Les charges permanentes reprises par le poteau rectangulaire le plus chargée :

- La terrasse :

$$\text{Poutre principale : } (0.40 \times 0.30 \times 4.45) \times 25 = 13.35 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire : } (0.30 \times 0.30 \times 4.1) \times 25 = 9.22 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher : } (4.1 \times 4.45) \times 6.97 = 127.16 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_{terrasse} = 149.73 \text{ KN}}$$

- Etage courant

$$\text{Poutre principale : } (0.40 \times 0.30 \times 4.45) \times 25 = 13.35 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire : } (0.30 \times 0.30 \times 4.1) \times 25 = 9.22 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher : } (4.45 \times 4.1) \times 5.05 = 92.13 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_i = 114.7 \text{ KN}}$$

- RDC :

$$\text{Poutre principale : } (0.40 \times 0.30 \times 4.45) \times 25 = 13.35 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire : } (0.30 \times 0.30 \times 4.1) \times 25 = 9.22 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher : } (4.45 \times 4.1) \times 5.95 = 108.55 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_{RDC} = 131.12 \text{ KN}}$$

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau rectangulaire le plus chargé sont calculées par l'application de la loi de dégression :

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

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment

Le 6ème étage: Q_0

Le 5ème étage : $Q_0 + Q_1$

Le 4ème étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Le 3ème étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Le 2ème étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Le 1er étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC: $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Tableau 8: descente des charges pour le poteau le plus sollicité

| Niveau | Coefficient de Dégression | Q_i [kN/m ²] | Q cumulée [kN/m ²] | N_Q [kN] | G_i [kN] | N_G [kN] |
|------------|---------------------------|----------------------------|--------------------------------|------------|------------|------------|
| 6ème étage | / | 1 | 1,00 | 18.24 | 149.73 | 149.73 |
| 5ème étage | 1,00 | 1,5 | 2,5 | 45.6 | 114.7 | 264.43 |
| 4ème étage | 0.95 | 1,5 | 3,85 | 70.22 | 114.7 | 379.13 |
| 3ème étage | 0,90 | 1,5 | 5,05 | 92.11 | 114.7 | 493.83 |
| 2ème étage | 0,85 | 1,5 | 6,10 | 111.26 | 114.7 | 608.53 |
| 1ème étage | 0,80 | 1,5 | 7,00 | 127.68 | 114.7 | 739.65 |
| RDC | 0.75 | 2.5 | 7,75 | 141.36 | 131.12 | 870.77 |

II.10.4 .Dimensionnements des poteaux

- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003.(Article 7.4.1)** (Voir figure II-11)

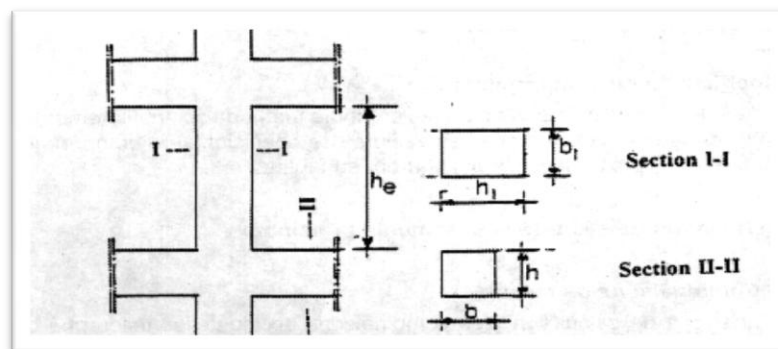


Figure 8 :conditions du **RPA 99 / version 2003.(Article 7.4.1)**

Coffrage des poteaux :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone II
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b_1/h_1 < 4$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_u = 1.10 N_u$$

$$N_u = \alpha [(Br \times f_{c28}) / (0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s)]$$

$$Br = (a-2)(b-2) \quad a \text{ et } b : \text{ en [cm]}$$

Tel que :

Br : Section réduite du poteau (en cm²).

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28jours = 25MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

γ_b : 1.5

γ_s : 1.15

α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau : Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Article B.8.4.1)**.

Pour notre cas : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0.85}{\beta}$ avec : $\beta = 1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2$

$$Br \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 0.9\%$ → **RPA 99 / version 2003 article (7.4.2.1)** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPa

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

On tire : $Br \geq 0.000065 N_u$

Avec : Br en m²
Nu en KN

f_{c28} en MPa

Tableau 9: calcul d'effort normal et pré dimensionnement des poteaux

| Niveau | NQ [kN] | NG [kN] | NU [kN] | 1,1 NU [kN] | Br (m ²) | (a-2)*(b-2) (m ²) | Section adopté (cm ²) |
|------------------------|------------|------------|------------|----------------|-------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| 6 ^{ème} étage | 18.24 | 149.73 | 265,73 | 292.303 | 0,0162 | 0,13 X 0,13 | 40*40 |
| 5 ^{ème} étage | 45.6 | 264.43 | 507,71 | 558.481 | 0,0300 | 0,17 X 0,17 | 40*40 |
| 4 ^{ème} étage | 70.22 | 379.13 | 749,47 | 824.417 | 0,0435 | 0,21 X 0,21 | 40*40 |
| 3 ^{ème} étage | 92.11 | 493.83 | 986,55 | 1085.205 | 0,0435 | 0,21 X 0,21 | 40*40 |
| 2 ^{ème} étage | 111.26 | 608.53 | 1 044,44 | 1148.884 | 0,0568 | 0,24 X 0,24 | 40*40 |
| 1 ^{ème} étage | 127.68 | 739.65 | 1 102,33 | 1212.563 | 0,0697 | 0,26 X 0,26 | 40*40 |
| RDC | 141.36 | 870.77 | 1 160,23 | 1276.253 | 0,0855 | 0,23 X 0,36 | 40*45 |

II.10.5. Vérification :

.1 Vérification de la condition de flambement

Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement définit la longueur de flambement Lf comme suit :

0,7×L0 : si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation.
 - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- Pour notre cas, on prend : $Lf = 0,7 L0$ (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

Rdc et etage courant et etage inaccecible : $\Rightarrow Lf = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

Condition de flambement

Soit $\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 50$ tell que : $i \sqrt{\frac{I}{B}}$(BAEL91 /B.8.4.1)

Avec i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique. Lf : Longueur de flambement. B : aire de la section du béton seul I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

Tableau 10: Vérification de la condition de flambement pour poteaux rectangulaires

| Niveau | Li (m) | Lf (m) | B (m ²) | I (m ⁴) | i (m) | λ | Condition $\lambda \leq 50$ |
|----------------|-----------|-----------|------------------------|------------------------|------------|-----------|-----------------------------|
| le 6 éme étage | 3,06 | 2,14 | 0,16 | 0,00213 | 0,11537980 | 18.55 | Condition Vérifiée |
| le 5éme étage | 3,06 | 2,14 | 0,16 | 0,00213 | 0,11537980 | 18.55 | Condition Vérifiée |
| le 4éme étage | 3,06 | 2,14 | 0,16 | 0,00213 | 0,11537980 | 18.55 | Condition Vérifiée |
| le 3éme étage | 3,06 | 2,14 | 0,16 | 0,00213 | 0,11537980 | 28.55 | Condition Vérifiée |
| le 2éme étage | 3,06 | 2,14 | 0,16 | 0,00213 | 0,11537980 | 18,55 | Condition Vérifiée |
| le 1éme étage | 3,06 | 2,14 | 0,16 | 0,00213 | 0,11537980 | 18,55 | Condition Vérifiée |
| RDC | 3,06 | 2,14 | 0,18 | 0,00240 | 0,11547005 | 18.53 | Condition Vérifiée |

. II.10.5.2 Vérification des conditions imposées par RPA 99 / version 2003 (article 7.4.1)

- ✓ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone II
- ✓ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Tableau 11: Vérification des conditions imposées par RPA 99 / version 2003 (article 7.4.1)

| Niveau | Poteau | Min (b ₁ ,h ₁) | Min (b ₁ ,h ₁) ≥ 30cm | h _e | $\frac{h_e}{20}$ | Min (b ₁ ,h ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$ | $\frac{b_1}{h_1}$ | $1/4 < b_1/h_1 < 4$ |
|------------|--------|---------------------------------------|---|----------------|------------------|--|-------------------|---------------------|
| 6ème étage | 40 | 40 | Condition Vérifiée | 286 | 14,3 | Condition Vérifiée | 1 | Condition Vérifiée |
| 5ème étage | | | Condition Vérifiée | 286 | 14,3 | Condition Vérifiée | 1 | Condition Vérifiée |
| 4ème étage | | | Condition Vérifiée | 286 | 14,3 | Condition Vérifiée | 1 | Condition Vérifiée |
| 3ème étage | | | Condition Vérifiée | 286 | 14,3 | Condition Vérifiée | 1 | Condition Vérifiée |
| 2ème étage | | | Condition Vérifiée | 286 | 14,3 | Condition Vérifiée | 1 | Condition Vérifiée |
| 1ème étage | | | Condition Vérifiée | 286 | 14,3 | Condition Vérifiée | 1 | Condition Vérifiée |
| RDC | 40x45 | 40 | Condition Vérifiée | 286 | 14,3 | Condition Vérifiée | 1.12 | Condition Vérifiée |

III. PLANCHER :

Les plancher sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs,) ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides (éléments indéformables) Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- 1- La résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation
- 2- Reprise des efforts horizontaux due au vent, séisme ou à la poussée de terres sur les mur en périphérie de sous-sol enterré et répartition de ces efforts aux éléments porteurs
- 3- Séparation entre les déférentes niveaux et isolations thermique et acoustique
- 4- Protection des personnes contre les risques d'incendie III.1)

III.1.Plancher à corps creux :

Il existe une très grande variété de plancher à corps creux peuvent être soit en argile cuite, soit en béton (béton ordinaire ou béton léger). Ces corps creux sont constitués de :

- Corps creux
- Nervures
- Dalle très mince

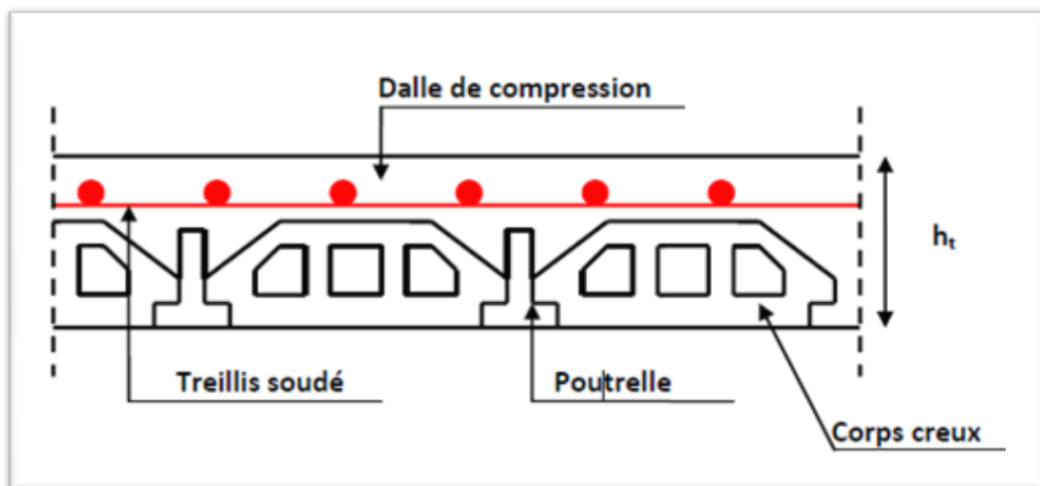


Figure III.1 : schéma Plancher à corps creux.

III.1.1.Dimensionnement :

D'après le BAEL (article 6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

$$\text{Avec : } L_{max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20.44 \text{ cm}$$

On opte pour la hauteur du plancher $ht= 20cm(16+4)$ tel que $4cm$ est l'épaisseur de la dalle de compression.

III.1.2.Détermination des poutrelles :

D'après les règles B.A.E.L.91 la largeur des ailettes de la table de compression (b_1) sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} ht = 20cm \\ h_1 = 16cm \\ h_0 = 4cm \end{cases}$$

Avec :

L_n : La distance entre axes des nervures

L : La portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$L_n = 60cm$; d'après les normes Algériennes

On prendra $b_0 = 12cm$.

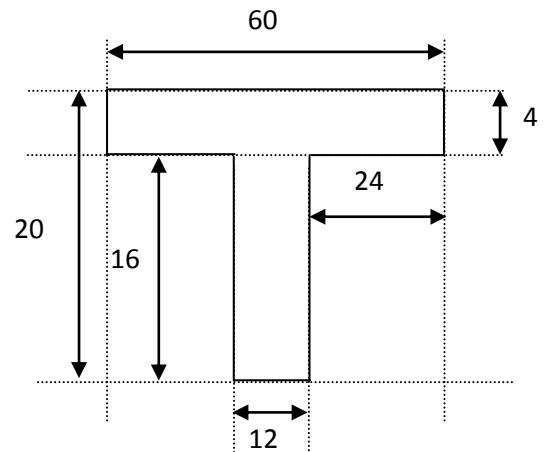


Figure III.2. les dimensions de la poutrelle.

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{l_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq (8 \div 6)h_0 \\ b = 2b_1 + b_0 \end{cases} \Rightarrow b_1 \leq \begin{cases} \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm.} \\ \frac{L}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$(6 \div 8)h_0 = (6 \div 8) \times 4 = (24 \div 32) = 28cm.$$

$$b_1 \leq \min (24 ; 52 ; 28) = 24cm.$$

$$\text{Donc : } b_1 = 24cm \text{ et } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60cm.$$

D'après les normes Algériennes, les dimensions du corps creux et la dalle de compression sont :

III.1.3. Ferrailage de la table de compression :

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage sera effectué en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suite :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

Avec :

- L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n=60$ cm).
- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- A_2 : diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$$f_e = 215 \text{ MPA}$$

Armature perpendiculaire aux poutrelles

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{215} = 1,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

$$6T5 \rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Armature parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T5 \Rightarrow A = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 5$ dans les deux sens, espacées de 16.66 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles et 20cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.1.4. Etude des poutrelles :

Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires ou principales) sarmentées par une dalle générales à laquelle elles 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 (B A E L 91/B.6.2, 20) • Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée (B A E L 91/B.6.2, 21).

• Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ; (B A E L 91/B.6.2, 22).

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

Un plancher est dit à charge d'exploitation modéré si :

- 1) La surcharge d'exploitation (Q) $\min 2G; 500 \text{ daN m} \leq 2P$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible) • Principe de la méthode : Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$M =$ Soit :

α - coefficient ;

- P : La surcharge d'exploitation non pondérée et

- G : La charge permanente non pondérée

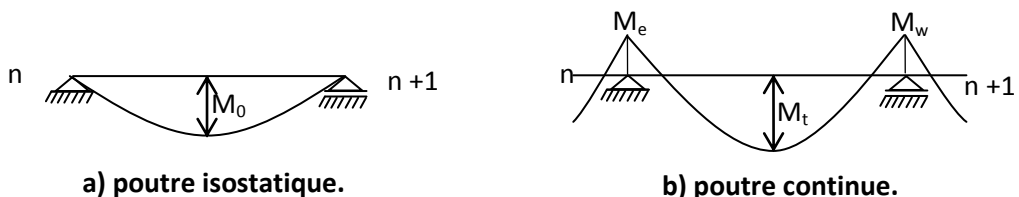
Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée).

M_w et M_e : valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : le moment maximum en travée.



➤ Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \}$$

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

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

➤ Moments sur appuis de rive : M_{ar}

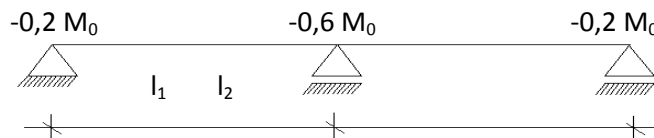
$M_{ar} = 0 \rightarrow$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0,2 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement partiel;

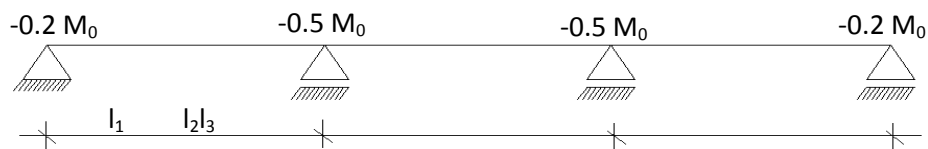
$M_{ar} = -0,4 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement ;

➤ Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (fig. III.6)

- $M_{ai} = -0,6 M_0 \rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées.



- $M_{ai} = -0,5 M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,



$M_{ai} = -0,4 M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

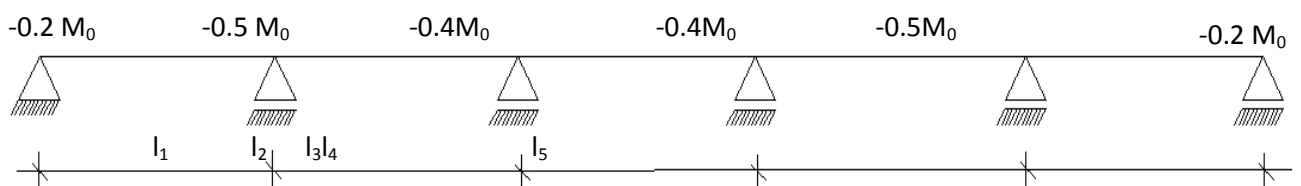


Fig.III.3: Moments sur appuis intermédiaires.

Tableau:tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges.

| Charge Plancher | Destinations | G (daN/m ²) | Q (daN/m ²) | E L S $q_s = G + Q$ (daN/m ²) | E L U $q_u = 1.35G + 1.5Q$ (daN/m ²) | Bond [e] (m) | $\bar{q}_s = q_s \times e$ (daN/mL) | $\bar{q}_u = q_u \times e$ (daN/mL) |
|---|-----------------------|----------------------------|----------------------------|---|--|--------------------|--|--|
| Plancher terrasse | Terrasse inaccessible | 697 | 100 | 797 | 1090.95 | 0,6 | 478.2 | 654.57 |
| 2 ^{eme} - 6 ^{eme} Etage | habitation | 505 | 150 | 655 | 906.75 | 0,6 | 393 | 544.05 |
| 1 ^{er} + R.D.C | habitation | 595 | 250 | 845 | 1178.25 | 0,6 | 507 | 706.95 |

III.1.5.les types des poutrelles :

On distingue les poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

Type 01:

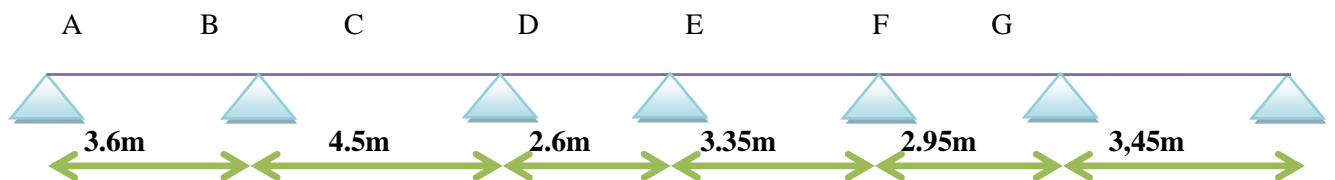
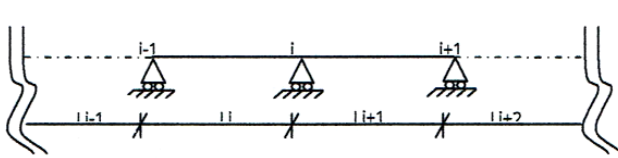


Fig.III.4: schéma statique de poutrelle.

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q = 100 \text{ daN} / \text{m}^2 < \min(2 \times 697 ; 500) \text{ daN} / \text{m}^2 = 500 \text{ daN} / \text{m}^2$ **Condition vérifiée ;**
- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées \longrightarrow **Condition vérifiée ;**
- Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25



$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq 1,25 \\ \frac{3.35}{2.60} = 1,28 > 1,25 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow **Condition vérifiée.**

- **Conclusion :**

On remarque que la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée \Rightarrow la méthode forfaitaire n'est pas applicable

\Rightarrow On applique la méthode de calcul des plancher à charge d'exploitation relativement élevée dite **méthode de Caquot minoré.**

III.1.6. Application de la méthode Caquot minoré :

Principe de la méthode de CAQUOT minoré:

Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot minoré, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

Principe de la méthode : [CBA93/ B6.2,221]

A.CAQUOT a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

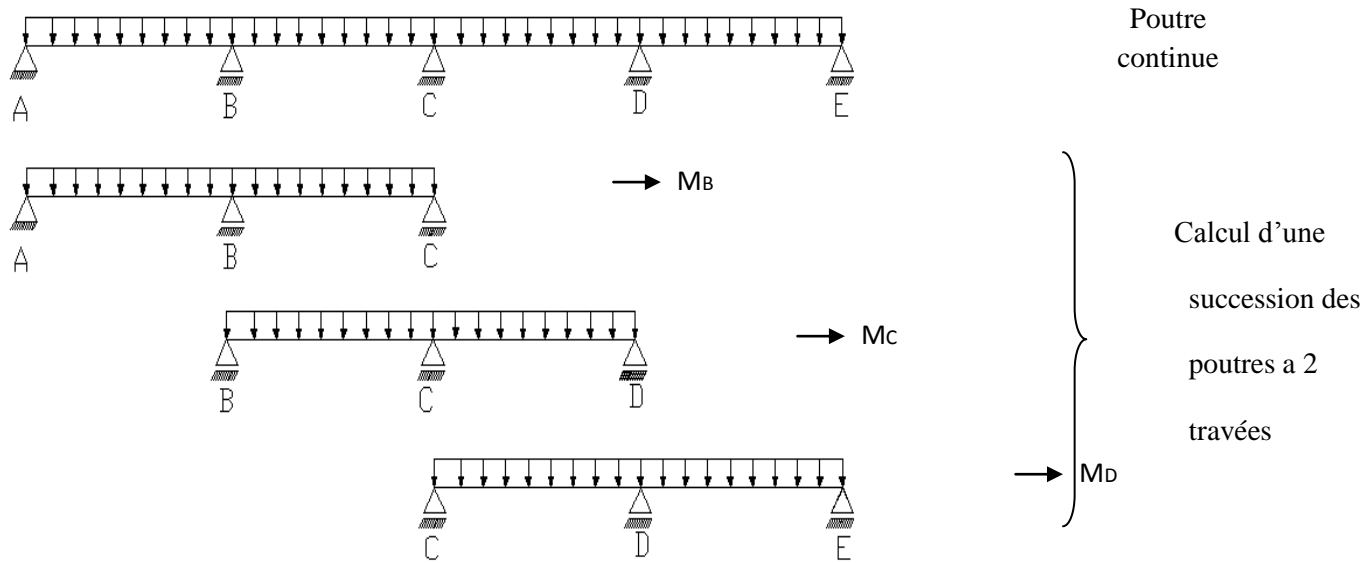


Figure.5 : Représentation de la méthode de Caquot.

- Moments sur appuis intermédiaires:

$$Mi = - \frac{q_g l_g^3 + q_d l_d^3}{8.5(l_g + l_d)}$$

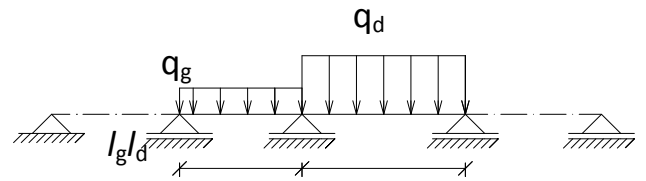


Fig.6 : Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l' = l$ pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$ pour une travée intermédiaire;

l_g' et l_d' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui ;

l : la portée réelle de la travée ;

- On prend le plancher terrasse comme exemple de calcul.

- On prend le coefficient de minoration $\frac{2}{3} G$

III.1.6.1..Détermination des moments :

- La charge ultime réduite :

$$q_u^r = [1,35 \times (\frac{2}{3} \times 697) + 1,5 \times 100] \times 0,6 = 466.38 \text{ daN} / m$$

- La charge de service réduite :

$$q_{ser}^r = \left(\frac{2}{3} \times 697 + 100 \right) \times 0,6 = 338.8 \text{ daN} / m$$

➤ Appuis de rive :

- Le moment sur appui A est donc :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$M_A = -0.2 \times M_0$$

$$M_0 = \frac{q_u^r \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{466.38 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0 = 755.53 \text{ daN.m}$$

$$M_A^U = -0.2 \times 755.53 \Rightarrow M_A^U = -151.10 \text{ daN.m}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$M_0 = \frac{q_s^r \times l^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{338,8 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0 = 548.85 \text{ daN.m}$$

$$M_A^s = -0.2 \times 548.85 \Rightarrow M_A^s = -109.77 \text{ daN.m}$$

➤ Appuis intermédiaire :

- Le moment sur appui B est donc :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$M_B^U = -\frac{q_u^r \times [l_g^3 + l_d^3]}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\left[\frac{466.38 [3.6^3 + (0.8 \times 4.5)^3]}{8.5(3.6 + 0.8 \times 4.5)} \right] \Rightarrow M_B^U = -711 \text{ daN.m.}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$M_B^S = -\frac{q_s^r \times [l_g^3 + l_d^3]}{8,5 \times (l_g + l_d)} = -\left[\frac{338,8[3,6^3 + (0,8 \times 4,5)^3]}{8,5(3,6 + 0,8 \times 4,5)} \right] \Rightarrow M_B^S = -516,57 \text{ daN.m.}$$

III.1.6.b. L'effort tranchant :

➤ Travée de rive (A-B) :

$$T(x) = \left(\frac{\overline{q_u} l_1}{2} - q_u \cdot x \right) + \frac{|M_1| - |M_2|}{l_1} = \left(\frac{654,57 \times 3,6}{2} - 0 \right) + \frac{151,10 - 711}{3,6} = 1022,706 \text{ daN}$$

III.1.6.c. Calcul de l'abscisse de M_t maximum (x_0) :

$$x_0 = \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \times q} + \frac{l_i}{2}$$

➤ Travée de rive (A-B) :

▪ Etat limite ultime (ELU) :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q_u} + \frac{l_1}{2} = \frac{-151,10 + 711}{3,6 \times 654,57} + \frac{3,6}{2} = 2,03 \text{ m}$$

▪ Etat limite de service (ELS) :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q_s} + \frac{l_1}{2} = \frac{-109,77 + 516,57}{3,6 \times 478,2} + \frac{3,6}{2} = 2,03 \text{ m}$$

Calcul de l'abscisse de M_t maximum (x_0) :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_i}{2} \cdot x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_i} \cdot x_0 - |M_{i-1}|$$

III.1.6.d. calcul le moment fléchissant en travées :

➤ Travée de rive (A-B) :

▪ Etat limite ultime (ELU) :

$$M(x_0) = \left(\frac{q_u l_1}{2} \cdot x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_1 - M_2}{l_1} \cdot x_0 - |M_1|$$

$$M(2,03) = \left(\frac{654.57 \times 3.6}{2} \cdot 2,03 - \frac{654.57 \times 2,03^2}{2} \right) + \frac{-151.10 + 711}{3.6} \cdot 2,03 - 151.10$$

$$M(2,03) = 1207.71 \text{ daN.m}$$

- **Etat limite de service(ELS) :**

$$M(2,03) = \left(\frac{478.2 \times 3.6}{2} \cdot 2,03 - \frac{478.2 \times 2,03^2}{2} \right) + \frac{-109.77 + 516.57}{3.6} \cdot 2,03 - 109.77$$

$$M(2,03) = 881.66 \text{ daN.m}$$

- **Remarque :**

Les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau : tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(X_0) :

| | | A | B | C | D | E | F | G |
|----------------------------------|-----|---------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Moment appuis [daN,m] | ELU | -151,11 | -711,09 | -834,88 | -382,58 | -487,57 | -287,05 | -138,77 |
| | ELS | -109,77 | -516,57 | -606,50 | -277,92 | -354,19 | -325,97 | -100,81 |
| Ef, Tranchant HYPER [daN] | | 1022,67 | 1445,27 | 1024,90 | 1065,05 | 1033,5 | 1172,1 | |
| | | | -1224,62 | -1500,3 | -676,96 | -1127,7 | -897,51 | -1086,1 |
| Xo [m] | ELU | 2,04 | 2,29 | 1,04 | 1,72 | 1,37 | 1,66 | |
| | ELS | 2,04 | 2,30 | 1,04 | 1,72 | 1,45 | 1,59 | |
| Moment Travée [daN,m] | ELU | 1207,77 | 1008,26 | -518,85 | 588,90 | 127,74 | 614,10 | |
| | ELS | 881,66 | 739,24 | -374,88 | 431,57 | 151,98 | 277,38 | |

▪ Plancher étage d'habitation :

Tableau: tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et l'abscisse(X_0) :

| | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M | N | O | P |
|---------------------------|-----|---|---------|---|----------|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Moment appuis[daN.m] | ELU | | -132,09 | | -621,60 | | -729,85 | | -334,52 | | -426,26 | | -392,30 | | -121,31 | |
| | ELS | | -157,67 | | -741,99 | | -870,99 | | -399,26 | | -508,72 | | -648,20 | | -144,81 | |
| Ef, Tranchant HYPER [daN] | | | 843,32 | | | | 1200,11 | | 859,31 | | 884,28 | | 813,98 | | 1017 | |
| | | | | | -1114,68 | | | -1248,1 | | -859,32 | | -938,28 | | -790,96 | | -859,95 |
| Xo [m] | ELU | | 2,13 | | 2,30 | | 0,92 | | 1,74 | | 1,44 | | 1,53 | | | |
| | ELS | | 2,13 | | 2,30 | | 0,92 | | 1,74 | | 1,57 | | 1,56 | | | |
| Moment Travée[daN.m] | ELU | | 1009,26 | | 810,17 | | -617,45 | | 484,39 | | 148,66 | | 286,63 | | | |
| | ELS | | 987,41 | | 318,24 | | -734,08 | | 208,07 | | 49,87 | | -296,45 | | | |

Remarque :

Pour les calculs de ferrailage, on prendra les valeurs des sollicitations maximales.

• III.1.7.Calcul du ferrailage :

a. En travée :Etat limite ultime (ELU) :

$$M_t^u = 1207.77 \text{ DAN.m}$$

▪ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,2 \cdot 60 \cdot 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_t^u = 12077.7 \text{ N.m} < M_T = 69864 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc la section de calcul sera considéré

comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 25) \text{ cm}^2$

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

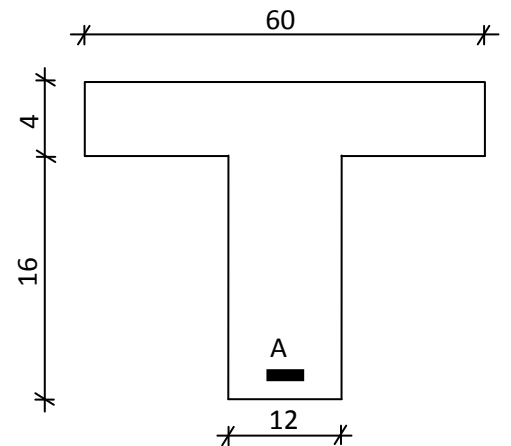


Fig.III.7: Section de calcul.

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12077.7}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,043$$

$$\mu < \mu_L = 0.392 (\text{Acier FeE 400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq 0 \\ 1000 \xi_{sS} > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,05$$

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

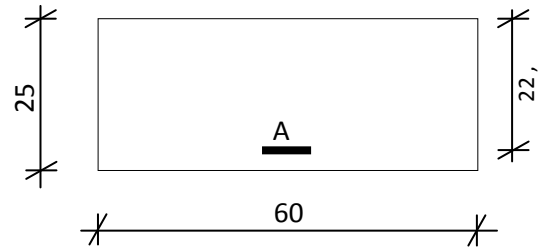


Fig.III.8.: Section de calcul en travée.

▪ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12077.7}{348 \times 0,98 \times 18} = 1.96 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

▪ **Conclusion :**

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.96 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures:**

Remarque :

Pour des raisons pratiques on adopte un ferrailage de **3T12**

$$3T12 \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

1- Etat limite de service (ELS):

$$M_t^s = 881.66 \text{ daN.m}$$

Fissuration pre- judiciable n y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier (σ_s).

▪ **Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.} ; b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 \cdot A(d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 3.39 \cdot (18 - 4) = -231.9 < 0$$

L'axe neutre se trouve dans la nervure la section de calcul est une section en T :

$$D = \frac{(b-b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60-12) \cdot 4 + 15 \cdot 3.39}{12} = 20.24 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60-12) \cdot 4^2 + 30 \cdot 3.39 \cdot 18}{12} = 216.55 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -20.24 + \sqrt{20.24^2 + 216.55} = 4.78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_1)^2$$

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

$$I = 11063.69 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{8816.6}{11063.69} = 0.796$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.796 \times 4.78 = 3.80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

▪ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

-Fissuration peu nuisible :

[Aucune vérification pour (σ_s)]



⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues pour l'état limite de service.

✓ **Choix des armatures:**

$$3T12 \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

b. En appui :

1- Etat limite ultime (ELU):

$$M_a^u = -834.88 \text{ daN.m}$$

$M_a^u < 0$ L'axe de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$.

▪ **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8348.8}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,16$$

$$\mu < \mu_L = 0.392(\text{Acier FeE 400})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \neq \\ 1000 \xi_s > 1000 \xi_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,18$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93$$

▪ **Détermination des armatures:**

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8348.8}{348 \times 0,93 \times 18} = 1,43 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,43 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures:**

$$1\text{T}14 \longrightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2$$

2- Etat limite de service (ELS):

$$M_a^s = -606.5 \text{ daN.m}$$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier
- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$si \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{834.88}{606.5} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,1$$

\Rightarrow Inégalité vérifiée \Rightarrow aucune vérification pour la contrainte du béton

\Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

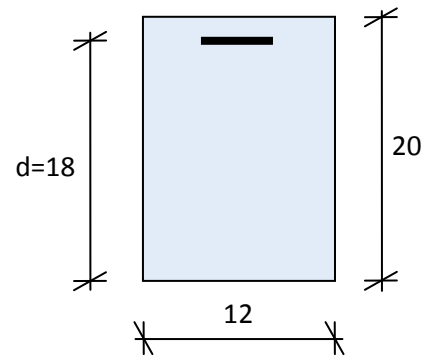


Fig.9.: Section de calcul en appui.

▪ **Choix des armatures:**

1 T14 \longrightarrow $A = 1,54\text{cm}^2$

• **Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

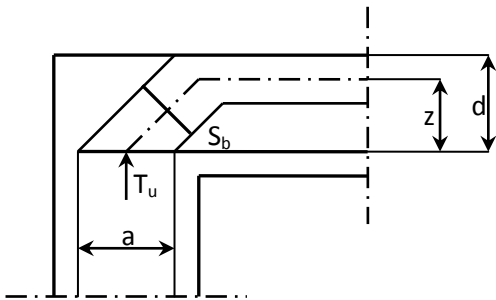


Fig.10.: L'influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.

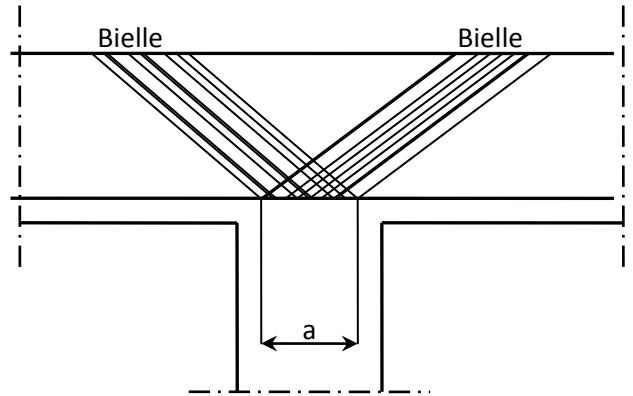


Fig.11.L'influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.

$T_u^{max} = 1445.27 \text{ daN}$.

❖ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{ct28} \dots \dots \dots [\text{CPA93/A.5.1.3.1.3}].$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16.2\text{cm}$

$T_u = 14452.7\text{N} \leq 0,267 \cdot 16.2 \cdot 12 \cdot 10^2 \cdot 25 = 129762\text{N}$

il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

❖ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:**

On doit vérifier que :

$\dots \dots \dots [\text{BAEL91/H.IV.2}] \quad A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \cdot d} \right)$

$A_l = 3.39\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(14452.7 - \frac{8348.8}{0,9 \cdot 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,40\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14452.7}{12 \cdot 18 \cdot 100} = 0,669 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

• **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

▪ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L\right) \dots\dots\dots [\text{BAEL91/H.III.3}].$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35} ; \frac{12}{10} ; 10\right) = 0,71 \text{ cm}$$

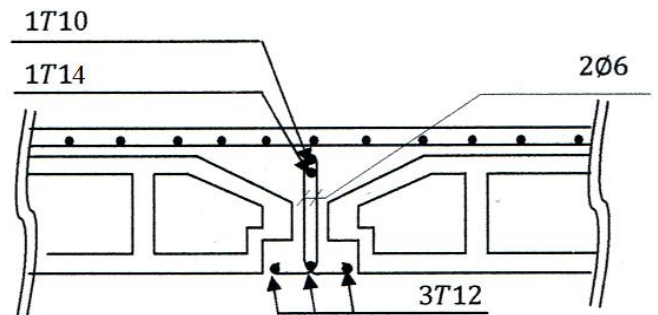


Fig.III.12: coupe transversale sur poutrelle.

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $A_t = 3\phi_6 = 0,85 \text{ cm}^2$

▪ **L'espacement des armatures transversales :**

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 fe} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}]. \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4 \text{ Mpa} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}]. \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times fe}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot fe}{b_0 \times 0,4} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{0,85 \times 0,9 \times 235}{12 \times 1,15 (0,53 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(20,25 ; 40) \text{ cm} \\ \delta_{t3} \leq \frac{0,85 \times 235}{12 \times 0,4} \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq -130.27\text{cm} < 0 \Rightarrow \text{cette valeur ne sera pas prise en compte.} \\ \delta_t \leq 20.25\text{cm} \\ \delta_t \leq 41.61\text{cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(20.25; 41.61)\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq 20.25\text{cm}$$

On prend $\delta_t = 15\text{cm}$

III.1.8. Vérification de la flèche :

D'après les règles CBA 93, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées (La vérification de la flèche se fait à l'ELS):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t^{ser}}{M_a^{ser}} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : L : La portée de la travée entre axe.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

M_t^{ser} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_a^{ser} : Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

a) Vérification des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,063 \rightarrow \text{C.N.V} \\ \text{b) } \frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,044 < \frac{1}{10} \cdot \frac{881.66}{606.5} = 1.45 \rightarrow \text{C.N.V} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,016 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{C.N.V} \end{array} \right.$$

▪ **Conclusion :**

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\begin{cases} G : \text{Charge permanente après mise en place des cloisons.} \\ P : \text{Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).} \\ J : \text{Charge permanente avant la mise en place des cloisons.} \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} G = 697 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 697 + 100 = 797 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 697 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Pour $\frac{2}{3}G$

$$\begin{cases} G = 464.66 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 627 + 100 = 564.66 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 464.66 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b = 0,60 \text{ m}$

$$\begin{cases} G = 4646.6 \times 0,60 = 2787.96 \text{ N/ml} \\ P = 5646.6 \times 0,60 = 3387.96 \text{ N/ml} \\ J = 4646.6 \times 0,60 = 2787.96 \text{ N/ml} \end{cases}$$

b) Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,70 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{2787.96 \times (4.5)^2}{8} = 7057.02 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,70 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{3387.96 \times (4.5)^2}{8} = 8575.77 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,70 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{2787.96 \times (4.5)^2}{8} = 7057.02 \text{ N.m} \end{cases}$$

▪ **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

▪ **Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(60.4)(2+16) + [16.12.8] + 15.3.39.2}{(60.4) + (16.12) + 15.3.39}$$

$$y_G = 12.34 \text{ cm}$$

▪ **Détermination du moment d'inertie :**

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60.(12.34)^3}{3} - \frac{(60-12).(12.34-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12.34)^3}{3} + 15.3.39.(18-12.34)^2$$

$$I_g = 31726.95\text{cm}^4$$

▪ **Pourcentages des armatures :**

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3.39}{12 \times 18} = 1.56 \xrightarrow{\text{TABLEAU de BAEL 91}} \beta_1 = 0.837$$

ρ : le pourcentage ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

c) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7057.02}{3.39 \times 0.837 \times 18} = 138.18 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8575.77}{3.39 \times 0.837 \times 18} = 167.92 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7057.02}{3.39 \times 0.837 \times 18} = 138.18 \text{MPa.}$$

d) Calcul de μ_g , μ_p , μ_j :

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 138.18 + 2.1} \right] = 0.34$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 167.92 + 2.1} \right] = 0.29$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 138.18 + 2.1} \right] = 0.34$$

e) Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

Avec :

I_f = moment d'inertie fictif .

λ_i = pour les déformation instantanées.

λ_v = pour les déformation de long durée.

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,0156} = 2,59$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot 2,59 = 1,036$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 31726,95}{(1 + 2,59 \times 0,34)} = 18563,64 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 1,036 \times 0,34)} = 25813,34 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,59 \times 0,29)} = 19931,26 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \cdot 31726,95}{(1 + 2,59 \times 0,34)} = 18563,64 \text{ cm}^4$$

f) Calcul des flèches partielles (total et admissible) :

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{7057,02 \times (450)^2}{10 \times 32164 \times 18563,64} = 0,24 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{7057,02 \times (450)^2}{10 \times 10819 \times 25813,34} = 0,51 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{8575,77 \times (450)^2}{10 \times 32164 \times 19931,26} = 0,27 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^J} = \frac{7057,02 \times (450)^2}{10 \times 32164 \times 18563,64} = 0,24 \text{ cm}$$

La flèche totale :

On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) \leq \Delta f_{t \max}$

$$\Delta f_t = (f_{Gv} - f_{Ji}) + (f_{Pi} - f_{Gi}) = (0,51 - 0,24) + (0,27 - 0,24)$$

$$\Delta f_t = 0,3 \text{ cm}$$

▪ **La flèche admissible :**

$$\Rightarrow \Delta f_{i,\max} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{450}{1000} + 0,5 = 0,95 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f_i = 0,3 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,95 \text{ cm} \longrightarrow$ **condition vérifier**

- **Conclusion** : la flèche est vérifiée.

Tableau: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts tranchant et le ferrailage :

| | | | Plancher étage d'habitation | Plancher terrasse inaccessible |
|------------------------------|--------------------|---------|-------------------------------|--------------------------------|
| appuis | Moment Max [daN.m] | ELU | -1021.54 | -834.88 |
| | | ELS | -1106.43 | -606.5 |
| | Ferrailage | Calculé | A=1.30 cm ² | A= 1,43 cm ² |
| | | Choisie | 1T14→ A=1,54 cm ² | 1T14→ A=1,54 cm ² |
| Travées | Moment Max [daN.m] | ELU | 1279.4 | 1207.77 |
| | | ELS | 1365.28 | 881.66 |
| | Ferrailage | Calculé | A=2.23 cm ² | A= 1.96 cm ² |
| | | Choisie | 3T12→ A= 3.39 cm ² | 3T12→ A=3.39 cm ² |
| Effort tranchant max [daN.m] | | | 2303.48 | 1445.27 |
| Espacement [cm] | | | 15 | 15 |

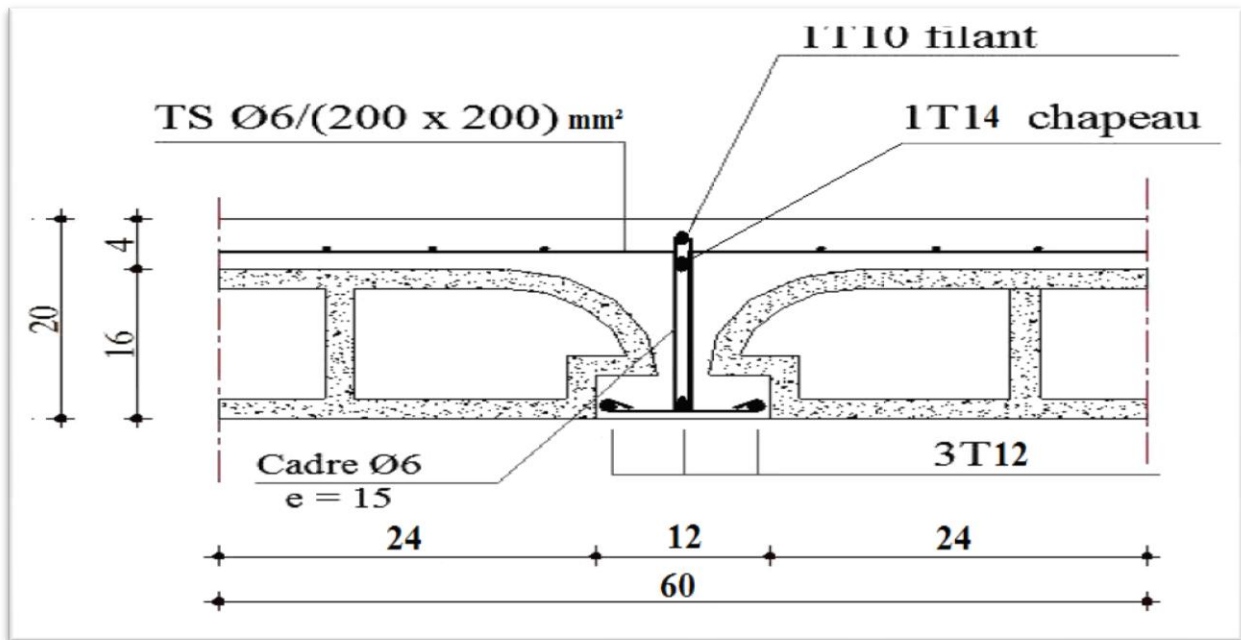


Figure13: schéma du ferrailage de la poutrelle

III.2.PLANCHER A DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

III.2.1.Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
- Considérons 2 bandes :
 - Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1m et
 - Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1m

Et une charge élémentaire P appliquée sur la partie commune aux deux bandes (voir Fig.III.14).

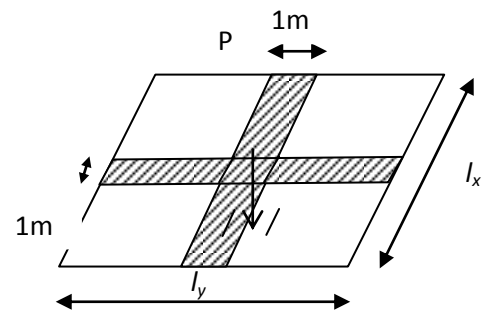
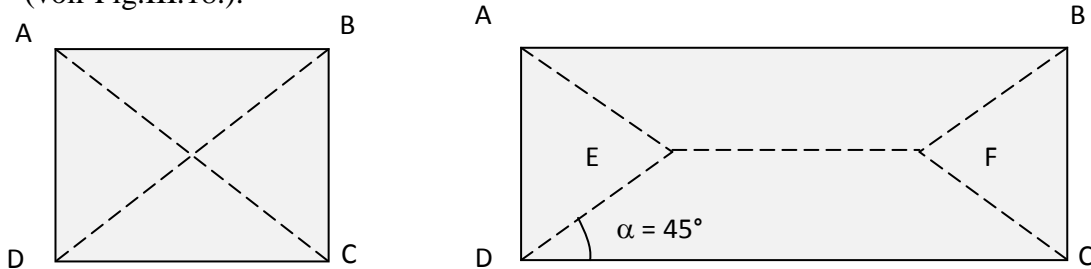


Fig.III.14: Hypothèse de calcul.

▪ **Constatations :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.III.18.).



a-Panneau de dalle de forme carrée b-Panneau de dalle de forme rectangulaire

Fig.15: Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.

▪ **Conclusion :**

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[A.7.2,2 BAEL 91].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

on prendra $\implies \phi = 10 \text{ mm}$.

Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91].

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\implies a = 1 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15 \text{ mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

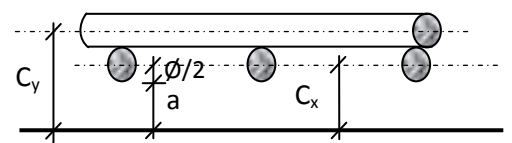


Fig.16 Enrobage

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

III.2.2. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\begin{cases} G = 595 \text{ daN/m}^2, \\ P = 100 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

Combinaisons fondamentales :**1-Etat limite ultime (E L U) :**

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5P$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 595 + 1,5 \times 100 = 953,25 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = \mathbf{953,25 \text{ daN/ml.}}$$

2-Etat limite de service (E L S) :

$$\bar{q}_s = G + P$$

$$\bar{q}_s = 595 + 100 = 695 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = \bar{q}_s \times 1,00 = \mathbf{695 \text{ daN/ml}}$$

b-Calcul des sollicitations :**1- Etat limite ultime (E L U) :**

direction l_x .

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \longrightarrow & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \longrightarrow & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

2- Etat limite de service (E L S) :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \longrightarrow & \text{suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \longrightarrow & \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Avec :

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu) \text{ et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Coefficient de poisson [A.2.7/ BAEL 91 mod99].

* $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).

* $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_x = \frac{q l_x}{2} \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y = \frac{q l_y}{2} \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{cases}$$

a) Mode d'encastrement :

- **Pour les panneaux intermédiaires :** [BAEL 91 / A.8.2,32]

$$\text{Moments en travée} \quad \begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{ox} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \quad \begin{cases} M_{ax} = - 0,5 M_{ox} \\ M_{ay} = - 0,5 M_{oy} \end{cases}$$

- **Pour les panneaux de rive :**

$$\text{Moments en travée} \quad \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{ox} \\ M_{ty} = 0,85 M_{oy} \end{cases}$$

$$\text{Moments sur appuis intermédiaires} \quad \begin{cases} M_{aix} = - 0,5 M_{ox} \\ M_{aiy} = - 0,5 M_{oy} \end{cases}$$

$$\text{Moments sur appuis de rive} \quad \begin{cases} M_{arx} = - 0,3 M_{ox} \\ M_{ary} = - 0,3 M_{oy} \end{cases}$$

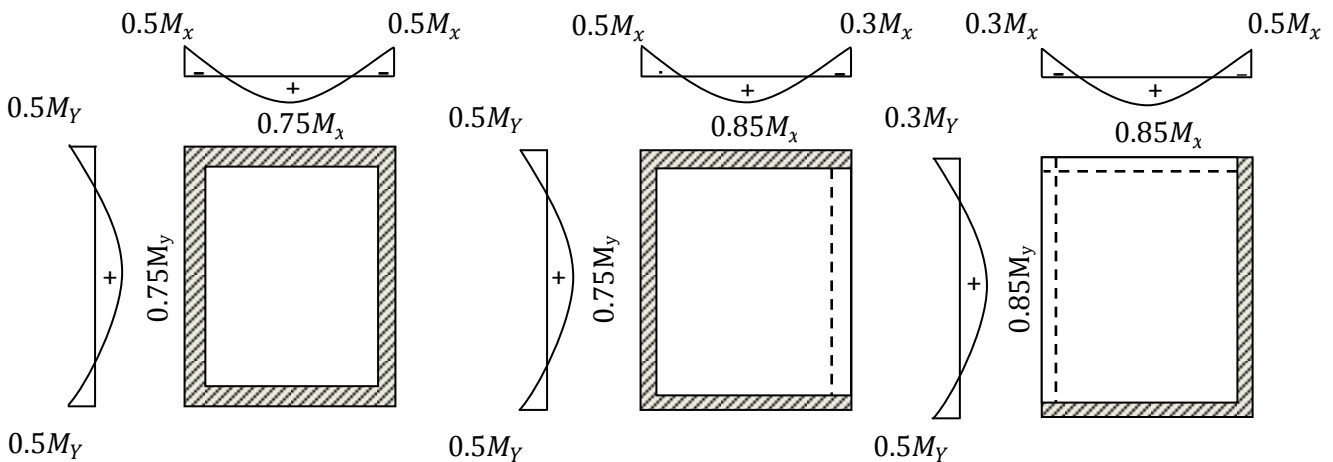


Figure 17:schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant

Type 01 :

▪ **calcul des moments fléchissant :**

Le panneau porte dans deux sens l_x et l_y

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q l_x^2 & \text{« sens } lx \text{ » (bande parallèle à } lx) \\ M_y = \mu_y M_{0x} & \text{« sens } ly \text{ » (bande parallèle à } ly) \end{cases}$$

Tableau.III.6: Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y , [art 2.1.2/ BAEL91]

| calculs | μ_x | μ_y |
|------------------------------------|--|---|
| Sollicitation à l'E.L.U et à E.L.S | $\frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)}$ | $\alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] \geq \frac{1}{4}$ |
| Déformations à l'E.L.S | $\frac{1}{8(1 + 2 \times \alpha^3)}$ | $\alpha^2 [1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2] \geq \frac{1}{4}$ |

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times 0,50^3)} = 0,0965$$

$$\mu_y = \alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] = 0,50^3 \times [1,9 - 0,9 \times 0,50] = 0,181 < \frac{1}{4} \Rightarrow 0,2584$$

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0965 \times 953,25 \times 0,8^2 = 58,872 \text{ daN} \cdot m \\ M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 0,2584 \times 58,872 = 15,21 \text{ daN} \cdot m \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\begin{cases} M_{XS} = 42.92 \text{ daN} \cdot \text{m} \\ M_{YS} = 11.09 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

● **Remarque :**

Pour les calculs des ferrillages de la dalle plein, on prendre le cas le plus défavorable.

Tableau:tableau récapitulatif des sollicitations maximales

| Sens Moments | SENS X-X | | SENS Y-Y | |
|-----------------|----------|--------|----------|-------|
| | E.L.U | E.L.S | E.L.U | E.L.S |
| combinaison | | | | |
| M_a (daN.m) | -29.43 | -21.46 | -4.56 | -3.32 |
| M_t (daN.m) | 50.04 | 36.48 | 12.92 | 9.42 |

III.2.3.Calcul du ferrillage de la dalle pleine :

Sens (X-X) :

a) En travée :

➤ **ELU :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{500.4}{14,2 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,0016$$

FeE400 $\Rightarrow \mu_1 = 0,392$

$\mu = 0,0016 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,003$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,9988$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{500.4}{0,9988 \times 348 \times 14,5} = 0.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (0.10 ; 1,28) \Rightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

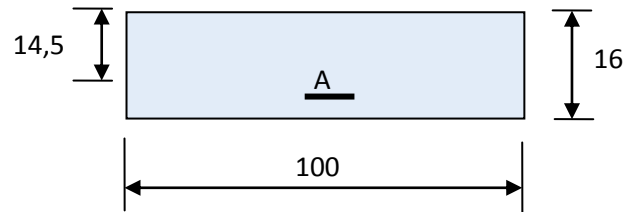


Fig.III.18: Section de calcul en travée sens x-x.

▪ **Choix des armatures:**

4T10/ml → A = 3,14 cm²/ml

(T10 → e = 25 cm)

➤ **E.L.S :**

$M_{tx}^{ser} = 36.48 \text{ daN.m}$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{500.4}{364.8} = 1,37$

$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,03$

$\Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

▪ **Conclusion :**

Inégalité vérifiée ⇒ aucune vérification pour la contrainte du béton

⇒ Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

b) En appuis :

➤ **E.L.U :**

▪ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{294.3}{14,2 \times (14,5)^2 \times 100} = 0,0009$

$\mu = 0,0009 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$

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

$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,002$

$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,999$

▪ **Détermination des armatures :**

$A_a = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{294.3}{0,999 \times 348 \times 14,5} = 0.058 \text{ cm}^2/\text{ml}$

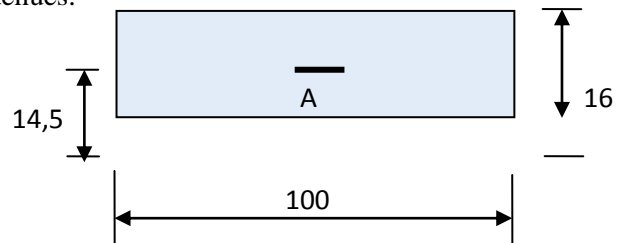


Fig.III.19: Section de calcul en appui sens x-x.

▪ **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(0,058; 1,28) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Choix des armatures:**

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e = 25 \text{ cm})$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\max} = -21,46 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{294,3}{214,6} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,03$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▪ **Conclusion :**

Inégalité vérifiée \Rightarrow aucune vérification pour la contrainte du béton

\Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

Sens (Y-Y) :

a) En travée :

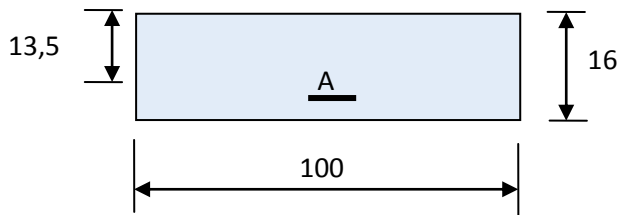


Fig.III.20: Section de calcul en travée sens y-y

b) En appui :

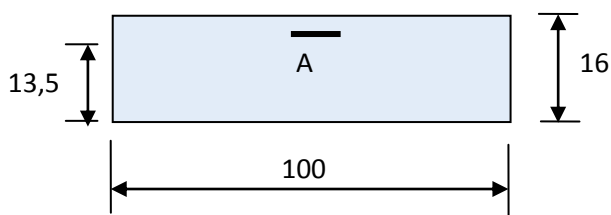


Fig.III.21: Section de calcul en appui sens y-y

● Remarque :

Le calcul dans ce sens est similaire à celui dans le sens xx. Pour ce la , nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes ferrailrages de la dalle pleine dans les deux sens.

Tableau.III.8: Ferrailage de dalle pleine.

| Sens combinaison | SENS X-X | | SENS Y-Y | |
|-------------------------------|--|--|--|--|
| | M _t (daN.m) | M _a (daN.m) | M _t (daN.m) | M _a (daN.m) |
| E.L.U | 50.04 | -29.43 | 12.92 | -4.56 |
| E.L.S | 36.48 | -21.46 | 9.42 | -3.32 |
| A calculée (cm ²) | 0.10 | 0.058 | 0.025 | 0.009 |
| A _{min} | 1,28 | | | |
| Choix des armatures | A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml) | A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml) | A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml) | A=4T10 (A=3,14 cm ² /ml) |
| | e = 25 cm | | | |

III.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

L'effort tranchants suivants sur chacun des 4 cotés est uniforme et à pour valeur :

$$\begin{cases} T_x = \frac{ql_x}{2} \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y = \frac{ql_y}{2} \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{cases}$$

$$T_x^u = \frac{953.25 \times 0.8}{2} \times \frac{1.6^4}{1.6^4 + 0.8^4} = 382.24 \text{ daN} / m_L$$

$$T_y^u = \frac{953.25 \times 1.6}{2} \times \frac{0.8^4}{1.6^4 + 0.8^4} = 762.65 \text{ daN} / m_L$$

$$T_{\max}^u = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow T_{\max}^u = 762.65 \text{ daN} / m_L$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{762.65 \times 10}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,0525 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\text{mm}^2} = \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad [B.6.7,2 / p98 / BAEL91 R99]$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,0525 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

III.2.5. Vérification de la flèche :

▪ **Condition de vérification de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]**

Pour la dalle pleine portant sur quatre côté ($0,4 \leq \rho \leq 1$) ; la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si :

- $\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$

On fait vérifier pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{80} = 0,2$$

$$\frac{M_{tx}^{ser}}{20M_x^{ser}} = \frac{36.48}{20 \times 42.92} = 0,042 \Rightarrow \frac{hd}{lx} > \frac{Mt_x}{20 Mx} \Rightarrow C..V$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} = \frac{3,14}{100 \times 14,5} = 0,002$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,002 < 0,005 \Rightarrow C.V$$

⇒ Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

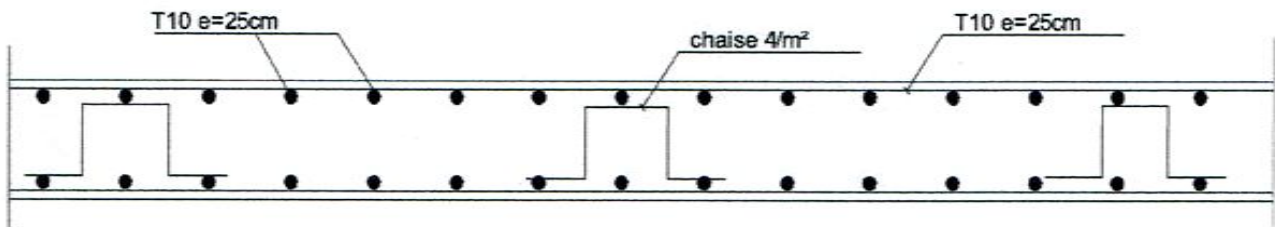


Figure.22 : dessin de ferrailage de la dalle pleine

IV. 1.Introduction :

les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

IV.2. Etude de l'acrotère :

IV.2.1 Calcul du ferrailage

➤ Détermination des sollicitations :

Le poids propre Wp :

$$Wp = \rho \times v = 2500 \times \left[\frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.08 \times 0.10) + (0.60 \times 0.10) \right] \times 1 = 172.5 \text{ daN.}$$

La force horizontale Fp :

$$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp \rightarrow \text{RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3.}$$

A : coefficient d'accélération de la zone ; $A = 0,15$ (RPA99. (Version 2003) Tableau 4.1).

Cp : Facteur de force horizontale $Cp = 0,8$ (RPA99 (Version 2003) Tableau 6.1).

$$Fp = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 172.5 \Rightarrow Fp = 82.8 \text{ daN.}$$

IV.2.2 Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (ELUR) :

$$Nu = 1.35 \times Wp \Rightarrow Nu = 1.35 \times 172.5 \Rightarrow Nu = 232.875 \text{ daN.}$$

$$Mu = 1.5 \times Fp \times L \Rightarrow Mu = 1.5 \times 93.6 \times 1 \Rightarrow Mu = 124.2 \text{ daN.}$$

➤ Etat limite service (ELS) :

$$N_{ser} = Wp \Rightarrow N_{ser} = 172.5 \text{ daN.}$$

$$M_{ser} = Fp \times L \Rightarrow 93.6 \times 1 = 93.6 \text{ daN.}$$

IV.2.3 Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est (100×10) cm².

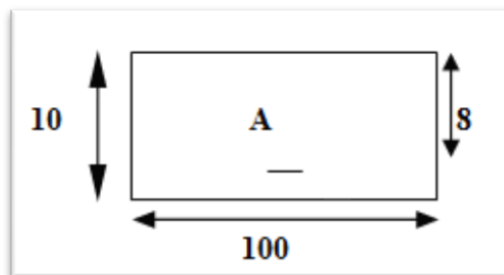
➤ **Position du point d'application de l'effort normal N :**

Figure IV.1 : section du calcul

➤ **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.242}{2.328} = 0.534m .$$

$$e_0 = 0.53 > \frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.03m.$$

$e = 53.4 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$, donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M1

$$M_1 = N_u \times e = N_u \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 2.328 \times \left(0.534 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) \Rightarrow M_f = 1.3129$$

IV.2.4. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1312.9}{14.20 \times 100 \times 8^2} = 0.0144$$

$\mu = 0.0144 < \mu_{AB} = 0.186 < 0.392$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0144)}) \Rightarrow \alpha = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times (0.018) \Rightarrow \beta = 0.9928$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1312.9}{348 \times 0.9928 \times 8} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.40 - \frac{2328.75}{100 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.2075 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_t = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) \Rightarrow A_t = 1.2075 \text{ cm}^2.$$

➤ **Choix des armatures :**

$$\text{Choix des armatures : } A_s = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.925 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix d'armatures : } A_r = 3T8 = 1.509 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42] :}$$

$$\text{L'écartement des armatures : } S_t = \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

$$\text{En prendre : } S_t = 25 \text{ cm}.$$

IV.2.5 Vérification des contraintes:

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2 \cdot 400}{3}; 110 \cdot \sqrt{1.6 \cdot 2.1}\right) = \min(266.67; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$M_s = 0.825 \text{ KN.m et } 1.725 \text{ Ns} = \text{KN}.$$

$$e = M_s / N_s \Rightarrow e = \frac{0.825}{1.725} \Rightarrow e = 0.47 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression se à l'extérieur de la section donc SPC.}$$

$$C = e + h/2 = 0.47 + 0.1/2 = 0.52 \text{ m et puisque N est un effort de compression donc } C = -0.52 \text{ m}.$$

$$p = -3(-c)^2 + \frac{90A_{st}}{b}(d-c) \rightarrow p = -3(-52)^2 + \frac{90 \times 1.57}{100} \times (10 + 52) = -8024.394 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(-c)^3 - \frac{90A_{st}}{b}(d-c)^2 \rightarrow q = -2(-52)^3 - \frac{90 \times 1.57}{100} \times (10 + 52)^2 = 275784.428 \text{ cm}^2.$$

$$y_2 \text{ est racine de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le **BAEL 91 (modifiés 99)** :

$$Y_2^3 - PY_2 + q = 0.$$

$$Y_2^3 - 8024.394 Y_2 + 286647.527 = 0.$$

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 \Rightarrow (275784.428)^2 + \frac{4(-8024.394)^3}{27} = -490792847.5 < 0$$

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = \left[\frac{3(275784.428)}{2(-8024.394)} \sqrt{\frac{-3}{-8024.394}} \right] = -0.996 \Rightarrow \varphi = 174,87^\circ ;$$

$$a = 2 \times \sqrt{-p/3} = 103.44$$

Après itération on trouve : $y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23})$

- $Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 54.37 \text{ cm.}$
- $Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 49.02 \text{ cm.}$
- $Y_{2,3} = a \cos(\varphi/3 + 120) = -103.39 \text{ cm.}$

La solution qui convient : $y_2 = 54.37 \text{ cm.}$

Car : $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 54.37 - 52 = 2.37 \leq 10 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 2,37 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,37 \text{ cm.}$

IV.2.6. CALCUL DU MOMENT STATIQUE DE LA SECTION :

$$S^* = \frac{b \times y_{12}^2}{2} + 15[A(y_1 - d) - A(d - y_1)] = \frac{100 \times 2.37^2}{2} + 15[-2.36 \times (8 - 2.37)] , \text{ avec : } \dot{A} = 0$$

$$S^* = 81.53 \text{ cm}^3$$

➤ CONTRAINTE DU BETON

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \times S} = \frac{1725}{100 \times 81.53} =$$

$$K = 0,21$$

➤ Contrainte de l'acier

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,21 \times 2,37 = 0,71 \Rightarrow \sigma_b = 0,4977 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y_1) = 15 \times 0,21 \times (8 - 2,37) \Rightarrow \sigma_s = 17.73 \text{ MPa}$$

Les contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_c = 0,6 \times 20 = 12 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

IV.2 Vérification au cisaillement:

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

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots CV$$

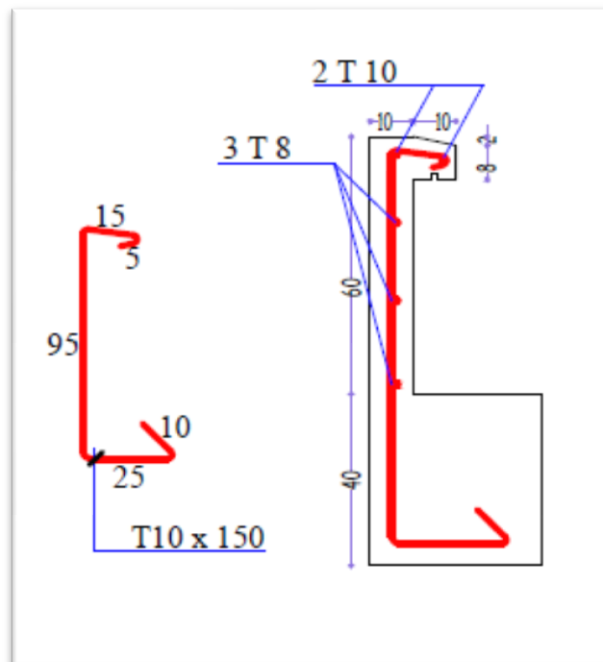


Figure IV-2 : Dessin ferrailage de l'acrotère

IV.3.1. Etude des balcons :➤ **Etat limite Ultime (E.L.U.):**

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8803}{14.20 \times 100 \times (12.5)^2} = 0,0396$$

$$d = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{25}{10} = 12.5$$

$$\mu = 0,0396 < \mu_L = 0,186^{(Acier FeE 400)} \text{ \AA N' existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] = 0,051$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,97$$

IV.3.2. Détermination des armatures:

$$A_1^u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8803}{348 \times 12,5} = 2.023 \text{ cm}^2$$

$$A_1^u = 2.02 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité: [C.B.A.93./A4.2.1]**

$$\text{Acier FeE400} \rightarrow A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{min}; A_1^u) \rightarrow A_t = A_{min} = 2.023 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

$$5T10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$b_e = 10 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Choix des armatures:**

$$4T8 \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

➤ **Etat limite Service (E.L.S.):**

$$M_s = 630,63 \text{ daN.m}$$

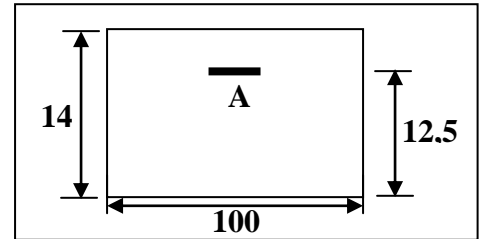


Figure IV.3 : section du calcul

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_{st} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{\max}^u}{M_{\max}^{ser}} = \frac{880,30}{630,63} = 1.4.$$

$$\frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 < \alpha = 0,067 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion:**

$$\left. \begin{array}{l} \delta_b < \bar{\delta}_b \quad 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \bullet \text{ Fissuration préjudiciable} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à ELU seront maintenues}$$

IV.3.3. Calcul des armatures transversales:

$$T_u^{max} = (1,35G + 1,5q) \times L + 1,35P = [(1,35 \times 506) + (1,5 \times 350)] \times 1,05 + 1,35 \times 151,2$$

$$T_u^{max} = 1472,705 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{14727,05}{100 \times 12,5 \times 100} = 0,117 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,15 \times f_{c28} = 0,15 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,117 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{l} = \frac{15}{105} = 0,14 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 12,5} = 0,003.$$

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

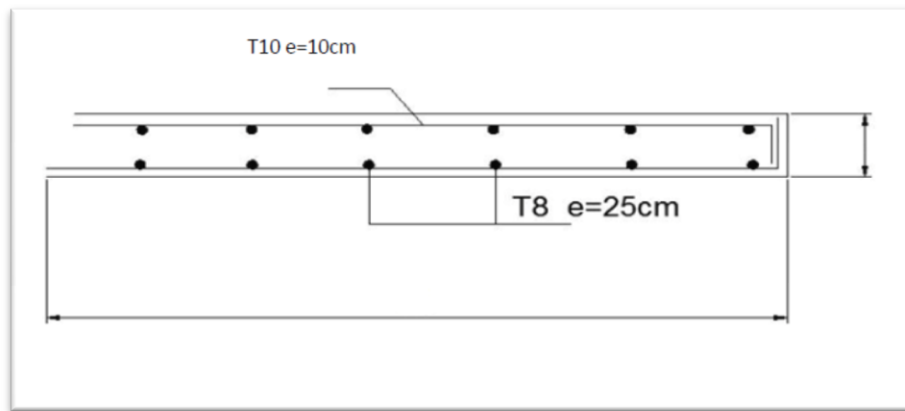


Figure IV.4. Dessin du ferrailage du balcon

IV.4.1. Etude des escaliers :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

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

H : Hauteur d'étage : H = 3,06 m

h : Hauteur d'une marche ; h = 17 cm

g : Giron (largueur d'une marche) ; g = 30 cm

n: le nombre de marche avec : $n = \frac{H}{h}$

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$$59 < g + 2h < 66 \Rightarrow 59 < \{[30 + (2 \times 17)] = 64\} < 66 \text{ (cm)}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contres marches .}$$

On aura 18 contres marches. (9contres marches par volées).

$$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches par volées .}$$

IV.4.1.L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,68^\circ$$

➤ **La longueur de la paillasse**

Volées (1) et (2)

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha}$$

$$L' = \frac{0,17 \times 8}{\sin 29,54} = \frac{1,36}{\sin 29,54} \Rightarrow L = 2,72 \text{ m.}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 2.72 + 1,50 = 4,22 \text{ m.}$$

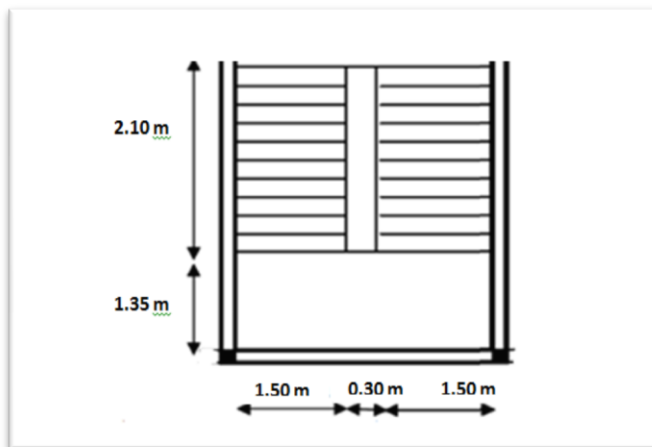


Figure IV.5 Vue en plan d'escalier

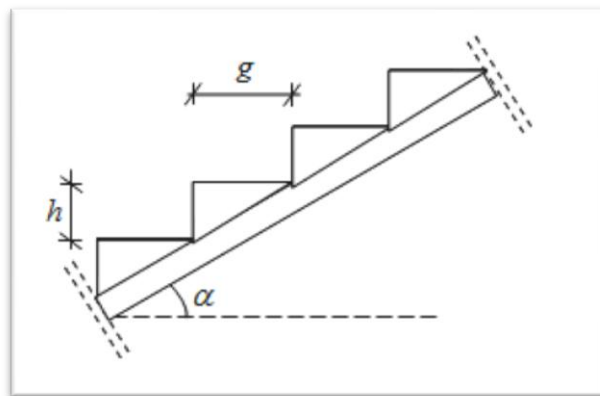


Figure IV.6. Schéma de la paillasse

➤ **Epaisseur de la paillasse (Paillasse porteuse)**

Condition de résistance

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{422}{30} < e < \frac{422}{20} \Rightarrow 14.02 < e < 21.1 \text{ (cm)}$$

On prend : $e_{p1} = 16 \text{ cm}$.

IV.4.3. Combinaisons fondamentales :

- **Paillasse :**

➤ **Etat limite ultime (ELUR) :**

$$\overline{q_u^1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \overline{q_u^1} = 1484 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u^1 = \overline{q_u^1} \times 1\text{m} = 1484 \text{ daN/m}.$$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$\overline{q_{ser}^1} = G + Q \Rightarrow \overline{q_{ser}^1} = 1072 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser}^1 = \overline{q_{ser}^1} \times 1\text{m} = 1072 \text{ daN/m}.$$

- **Palier :**

➤ **Etat limite ultime (ELUR) :**

$$\overline{q_u^1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \overline{q_u^1} = 1080 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u^1 = \overline{q_u^1} \times 1\text{m} = 1080 \text{ daN/m} .$$

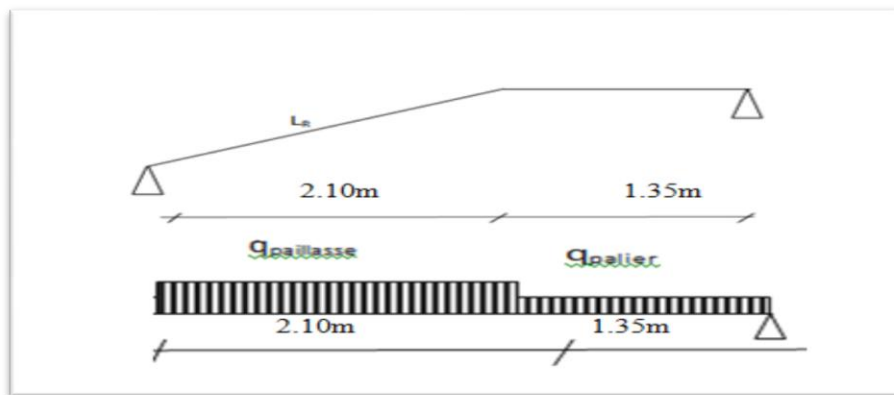
➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$\overline{q_{ser}^1} = G + Q \Rightarrow \overline{q_{ser}^1} = \frac{772\text{daN}}{\text{m}^2}.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser}^1 = \overline{q_{ser}^1} \times 1\text{m} = 772 \text{ daN/m}.$$

Schéma statique:



$$Q_{\text{moy ELS}} = \frac{(10.72 \times 2.10) + (7.72 \times 1.35)}{2.10 + 1.35} = 9.54 \text{ Kn/m}$$

$$Q_{\text{moy ELU}} = \frac{(14.84 \times 2.10) + (10.80 \times 1.35)}{2.10 + 1.35} = 13.29 \text{ Kn/m}$$

IV.4.4. Diagrammes de M, T en ELS et en EL :

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$Q_{\text{moy ELS}} = 9.54 \text{ kn/m}$$

- **Calcul du efforts tranchant :**

$$T_{\text{ser1}} = \frac{ql}{2} = \frac{9.5 \times 3.45}{2} \Rightarrow T = 16.39 \text{ kn/m}$$

$$T_{\text{ser2}} = -16.39 \text{ kn/m}$$

- **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.5 \times 3.45^2}{8} \Rightarrow M_{\text{max}}^{\text{ser}} = 14.13421 \text{ kn/m}$$

Moment en travée : $M_t^{\text{ser}} = 0,85 M_{\text{max}}^{\text{ser}} = 14.13421 \times 0.85 = 12.01408 \text{ kn/m}$.

Moment en appuis : $M_a^{\text{ser}} = -0,3 M_{\text{max}}^{\text{ser}} = -0.3 \times 14.13421 = -4.24026 \text{ kn/m}$.

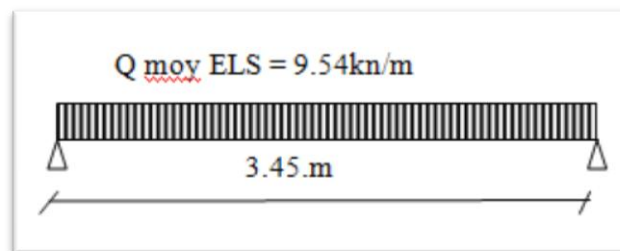


Figure IV.7. Schéma statique en ELS

Etat limite ultime (ELU) :

- Calcul de l'effort tranchant :

$$Q_{\text{moy}_{\text{ELS}}}=13.29 \text{ kn/m}$$

$$T_{\text{ELU}1} = \frac{ql}{2} = \frac{13.29 \times 3.45}{2} = 22.92 \text{ kn/m.}$$

$$T_{\text{ELU}2} = -22.92 \text{ kn/m.}$$

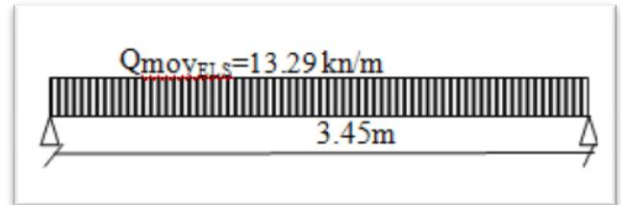


Figure IV.8. Schéma statique en ELU

➤ Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\text{max}}^{\text{ELU}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13.29 \times 3.45^2}{8} \Rightarrow M_{\text{max}}^{\text{ELU}} = 19.7730 \text{ kn/m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t^{\text{ELT}} = 0,85M_{\text{max}}^{\text{ELU}} = 19.7730 \times 0,85 = 16.80705 \text{ kn/m.}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a^{\text{ELT}} = -0,3M_{\text{max}}^{\text{ELU}} = -0,3 \times 19.7730 = -5.9319 \text{ kn/m.}$$

A. En travée :

Etat limite ultime (ELUR)

$$M_t^u = 16.80705 \text{ daN.m}$$

IV.4.5. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16807.05}{11,33 \times 100 \times 14^2} = 0,075$$

$$\mu = 0,075 < \mu_{\text{AB}} = 0,186 \Rightarrow \text{AN}^{\text{e}} \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.097$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9612$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16807.05}{348 \times 0,9612 \times 14} = 3.59 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

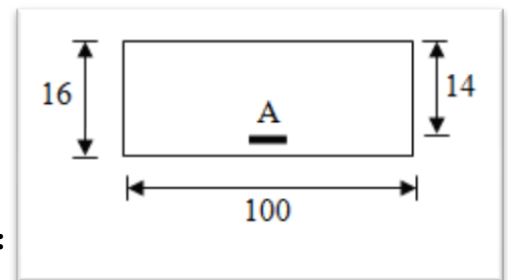


Figure IV.9: Section de calcul.

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 3,59 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T12 \longrightarrow A=3.59cm²

Etat limite de service (ELS)

$$M_t^{\text{ser}} = 12014.08 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{16807.05}{12014.08} = 1,39$$

$\alpha = 0.097 < 0,445$ donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t^u}{4} \Rightarrow A_r = 0,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4T8 \longrightarrow A= 3,14 cm²/ml

B. En appuis

- **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_a^u = -4.24026 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4240.26}{11,33 \times 100 \times 14^2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \bar{A}N^? \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,025$$

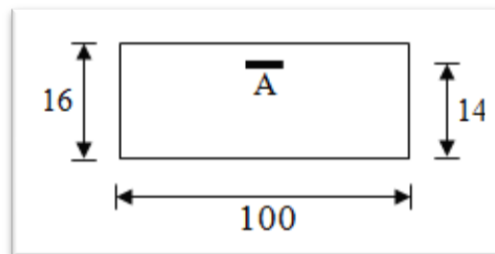


Figure IV.10: Section de calcul.

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4240.26}{348 \times 0,99 \times 14} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,12 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 5T10 \longrightarrow $A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a^{\text{ser}} = -5931.9 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A_a^u \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration préjudiciable

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{5931.9}{4240.26} = 1.39$$

$\alpha = 0,025 < 0,445$ donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a^u}{4} \Rightarrow A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4T8 \longrightarrow $A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; (T10 \longrightarrow $e = 25 \text{ cm}$)

IV.4.6. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} \text{ avec } : T_{\max}^u = 2292 \text{ daN}$$

$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,00 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

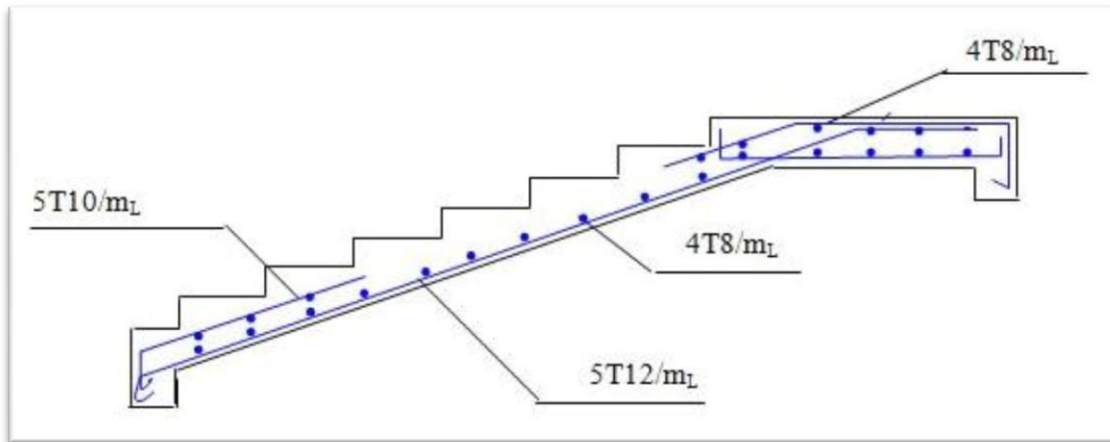


Figure IV.11: Dessin du ferrailage de l'escalier.

V .Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003, et la modélisation de la structure en 3D avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2009.

V .1.Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

D'après le **RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique **III** groupe d'usage **02**.

La hauteur de la structure : **H = 35.1 m > 23 m**

□ Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ROBOT BAT 2009**).

V.1.1. Méthode d'analyse modale spectrale :

1.2 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

1.3. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

V.2 .Détermination des paramètres du spectre de réponse:

V.2.1 Coefficient d'accélération A :

Zone **III**, groupe **02**, (D'après la classification sismique de wilaya de CHLEF : **RPA 99version 2003**) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,25**

V.2.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau **4.3 R.P.A99/v2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de portique contreventée par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3.5**

V.3 Facteur de qualité Q :

IV.3.1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA 99 / version 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

➤ **sens longitudinal : (8 travée) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,8/3,3 = 1,45 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

➤ **sens transversal : (2 travée) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,2/3,2 = 1,31 < 1,5 \text{ critère non observé } p_q = 0.05$$

V.3.2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan au moins (4) files de portiques ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

➤ **sens longitudinal : (9 files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.8 / 3,3 = 1,45 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

➤ **sens transversal (8 files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.2 / 3.2 = 1.31 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

V.3.3. Régularité en plan :

- ✓ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- ✓ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La structure a une forme compacte, et le rapport :
Longueur / largeur = $33 / 29,30 = 1,126 < 4$
- ✓ La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
- ✓ La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

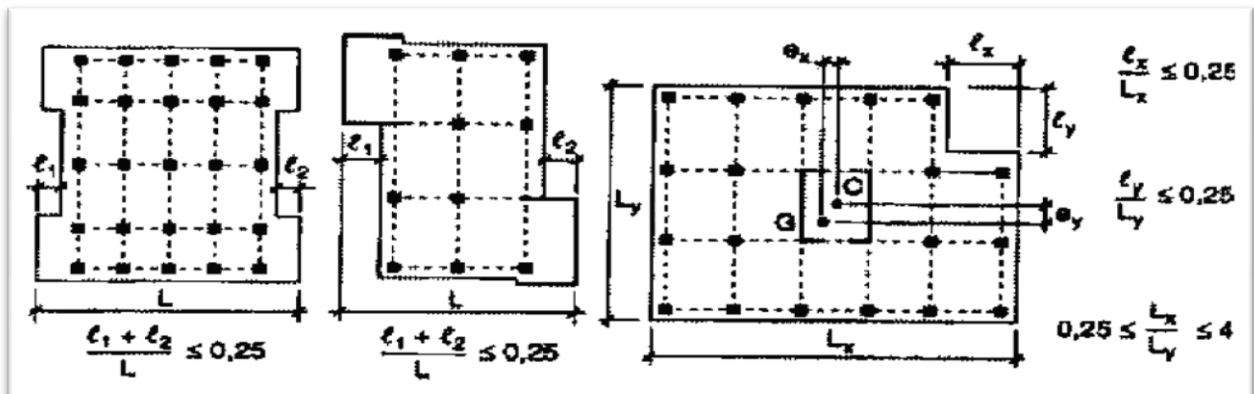


Figure V-1: Régularité en plan

Donc le critère est observé $pq = 0$

V.3.4. Régularité en élévation :

- ✓ Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- ✓ La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- ✓ la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- ✓ La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

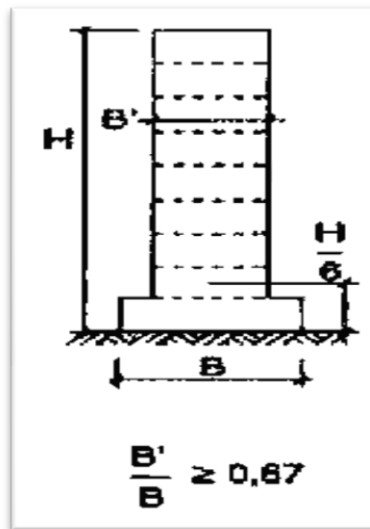


Figure V-2: Régularité en élévation

➤ **sens longitudinal :**

$$L_{\min}/L_{\max} = 26.1/33 = 0.97 > 0.67$$

➤ **sens transversal :**

$$L_{\min}/L_{\max} = 25.45/29.3 = 0.87 > 0.67$$

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $pq = 0$

V.3.5. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc $pq = 0,05$

V.3.6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $pq = 0.10$

Tableau V.1: Pénalité en fonction de critère de qualité

| Critère q | Pq | |
|--|-------------------|------------------|
| | Sens longitudinal | Sens transversal |
| Condition minimales sur les files de contreventement | 0 | 0 |
| Redondance en plan | 0 | 0.05 |
| Régularité en plan | 0 | 0 |
| Régularité en élévation | 0 | 0 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | 0.05 | 0.05 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | 0.10 | 0.10 |
| TOTAL | 0.15 | 0.20 |

Facteur de qualité Q : Donné par la formule :

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.20 = 1.15$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.20 = 1.20$$

V.4 Facteur de correction d'amortissement : η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.882$$

Où :

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

- ❖ $\xi = 7\%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

V.4.1. Période T1 et T2 du site considérée S3 :

- ❖ $T_1 = 0,15$.
- ❖ $T_2 = 0,50$.

V.5. Période fondamentale (T) :

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003.

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots \dots \dots (f 4.6)$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \dots \dots \dots (f 4.7)$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} T = \text{Min} (C_N \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L})$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
dans notre structure : $h_N = 35.1 \text{ m}$

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (tableau 4.6)**.

Dans notre structure : $CT = 0,05$

L : étant de dimension du **Tour** mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'ou :

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{l_x} \text{ avec } : L_x = 33 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.54 \text{ sec}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{l_y} \text{ avec } : L_y = 29.3 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.58 \text{ sec}$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 35.1^{3/4} = 0.72 \text{ sec}$$

En prend : $T = 0.54 \text{ sec}$

V.6. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$2,5\eta (Sa/g) \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$2,5\eta (1 - (T_2/T)^{2/3}) \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$2,5\eta (1 - (3/T)^{2/3}) (Q/R) \quad T \geq 3,0 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.5s \leq T = 0.54 \text{ s} \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D = 2.09$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualités.

V.7 Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm E$$

$$\text{ACC} : 0,8 \times G \pm E$$

Caractéristiques géométriques et massique d la structure

a) Détermination des masses, centres de masse, centre de torsion par étages

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur),

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x : excentricité théorique suivant x

e_y : excentricité théorique suivant y

L'excentricité accidentelle :

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être

Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{acc} = 0.05 \times 33 = 1,65\text{m}$

Sens Y : $e_{acc} = 0.05 \times 29.3 = 1,465\text{ m}$

Tableau V.2 caractéristiques massique

| Story | Diaphr | Mass X | Mass Y | XCM | YCM | Cumulat X | Cumulat Y | XCCM | YCCM | XCR | YCR |
|-------|--------|-------------------------|-------------------------|---------|----------|-------------------------|-------------------------|---------|----------|---------|----------|
| | | tonf-s ² /mm | tonf-s ² /mm | mm | mm | tonf-s ² /mm | tonf-s ² /mm | mm | mm | mm | mm |
| RDC | D1 | 0,026057 | 0,026057 | 8393,97 | 10763,03 | 0,026057 | 0,026057 | 8393,97 | 10763,03 | 7803,92 | 10806,77 |
| 1ER | D2 | 0,026252 | 0,026252 | 8469,43 | 10794,32 | 0,026252 | 0,026252 | 8469,43 | 10794,32 | 8864,17 | 11003,32 |
| 2EME | D3 | 0,026193 | 0,026193 | 8452,3 | 10791,9 | 0,026193 | 0,026193 | 8452,3 | 10791,9 | 8976,98 | 10893,25 |
| 3EME | D4 | 0,026193 | 0,026193 | 8452,3 | 10791,9 | 0,026193 | 0,026193 | 8452,3 | 10791,9 | 8873,3 | 10808,01 |
| 4EME | D5 | 0,025266 | 0,025266 | 8439,23 | 10768,89 | 0,025266 | 0,025266 | 8439,23 | 10768,89 | 8727,51 | 10740,32 |
| 5EME | D6 | 0,025391 | 0,025391 | 8385,95 | 10783,56 | 0,025391 | 0,025391 | 8385,95 | 10783,56 | 8580,34 | 10678,82 |
| 6EME | D7 | 0,024681 | 0,024681 | 8520,1 | 10761,29 | 0,024681 | 0,024681 | 8520,1 | 10761,29 | 8461,17 | 10619,36 |

Nombre de mode à considérer:

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée

Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du noeud maître de la structure (notion de diaphragme).

A)-Les dispositions des voiles :

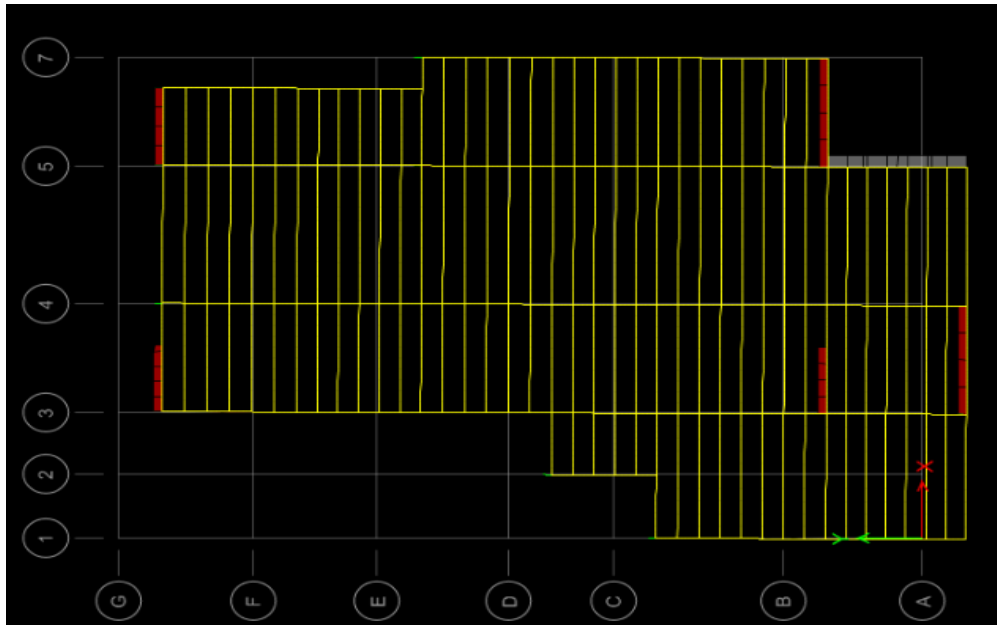


Figure V-3: disposition des voiles 1

$$T = 0.81 \text{ sec}$$

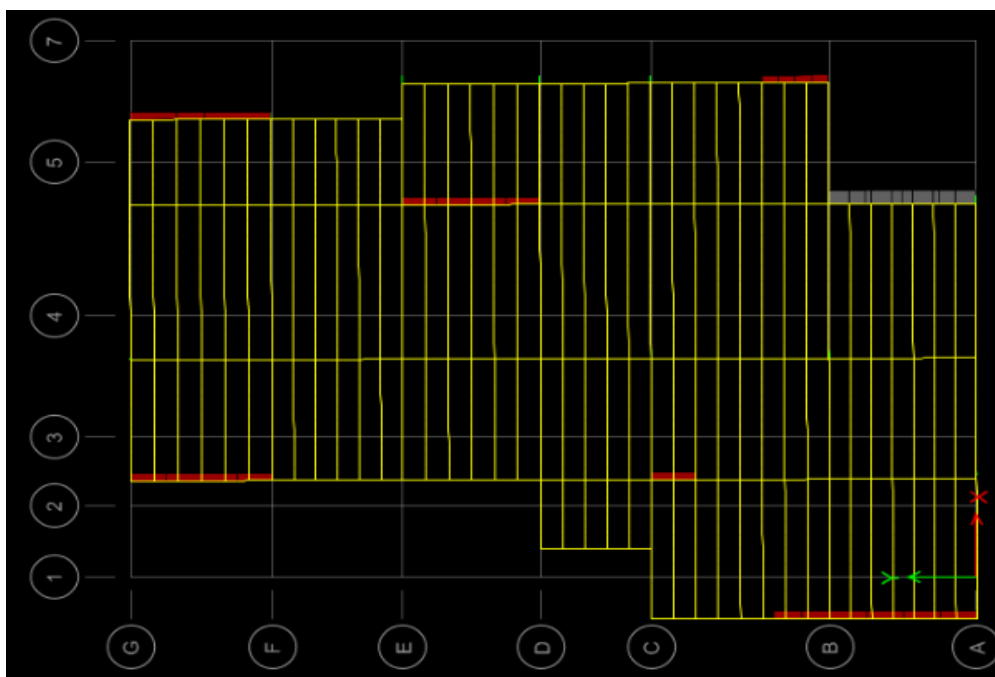


Figure V-4: disposition des voiles 2

$$T = 0.519 \text{ sec}$$

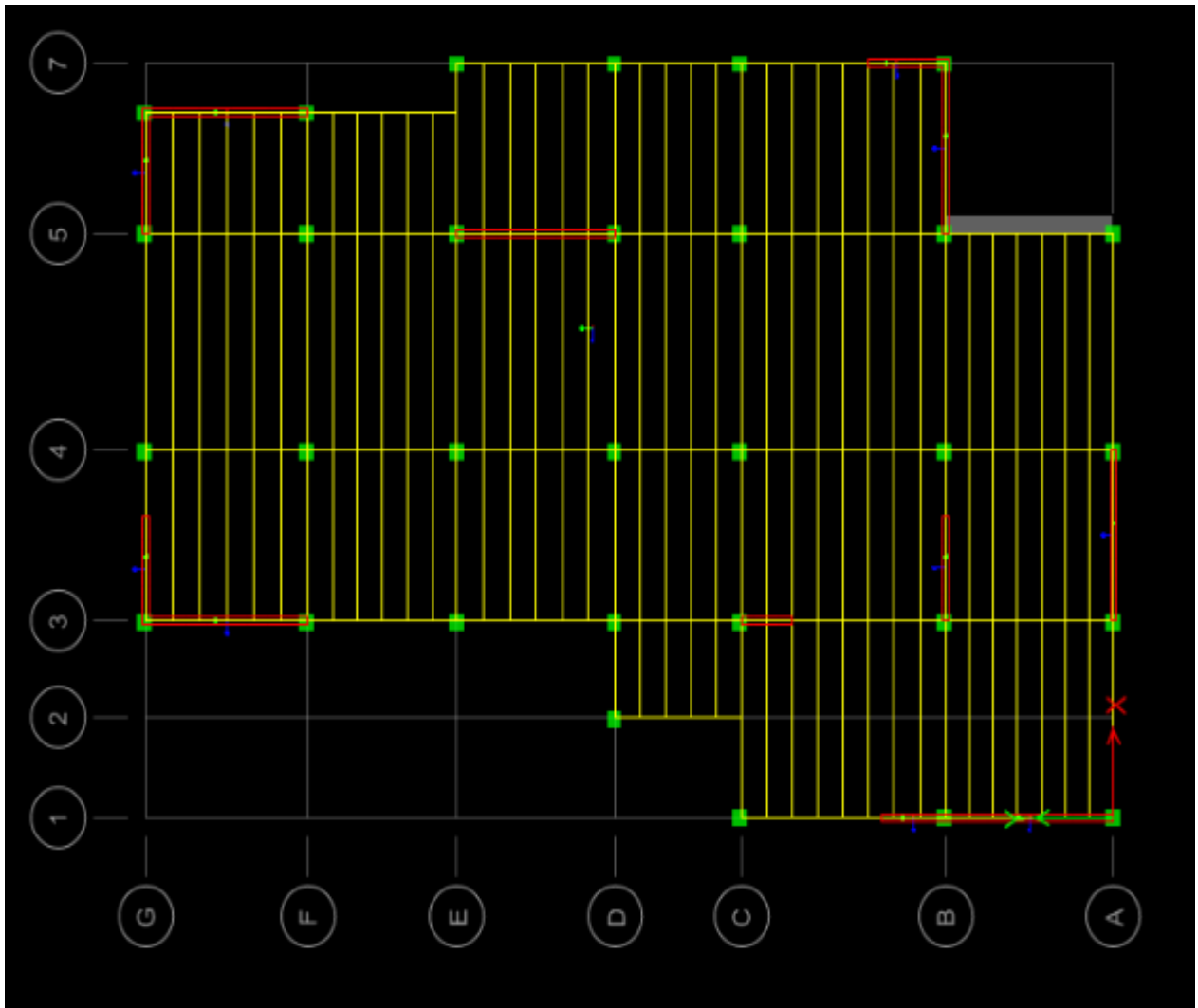


Figure V-5: disposition des voiles 3

$$T = 0.67 \text{ sec}$$

$$W = 3831.085 \text{ tonnes}$$

$$T = 0.55 \times 1.3 = 0.715 > T_{\text{robot}} = 0.670$$

Tableau V.3: Périodes et facteurs de participation modale

| Mode | Période | UX | UY | Sum UX | Sum UY |
|------|---------|-------------|-------------|--------|--------|
| | sec | | | | |
| 1 | 0,566 | 0,6767 | 0,0091 | 0,6767 | 0,0091 |
| 2 | 0,464 | 0,0088 | 0,7059 | 0,6855 | 0,7149 |
| 3 | 0,365 | 0,0001 | 0,0001 | 0,6856 | 0,7151 |
| 4 | 0,131 | 0,1818 | 0,0069 | 0,8674 | 0,7219 |
| 5 | 0,124 | 0,0001 | 0,0011 | 0,8675 | 0,723 |
| 6 | 0,119 | 0,009 | 0,1501 | 0,8765 | 0,8731 |
| 7 | 0,113 | 0,00001983 | 0,000002021 | 0,8765 | 0,8731 |
| 8 | 0,112 | 0,000008609 | 0,00001276 | 0,8765 | 0,8731 |
| 9 | 0,112 | 0,00000202 | 0,00004397 | 0,8765 | 0,8732 |
| 10 | 0,112 | 0,0001 | 0,0002 | 0,8766 | 0,8733 |
| 11 | 0,111 | 0,00002398 | 0,0164 | 0,8766 | 0,8897 |
| 12 | 0,099 | 0,0003 | 0,0002 | 0,8769 | 0,8899 |
| 13 | 0,092 | 0,0001 | 0,000007645 | 0,8769 | 0,8899 |
| 14 | 0,091 | 0,00003976 | 0,000004079 | 0,877 | 0,8899 |
| 15 | 0,091 | 6,266E-07 | 0 | 0,877 | 0,8899 |
| 16 | 0,09 | 0,0006 | 0,00003382 | 0,8775 | 0,89 |
| 17 | 0,09 | 0,0002 | 0,0002 | 0,8778 | 0,8902 |
| 18 | 0,086 | 0,000004415 | 0,0019 | 0,8778 | 0,8921 |
| 19 | 0,058 | 0,0628 | 0,0021 | 0,9406 | 0,8942 |
| 20 | 0,054 | 0,0021 | 0,0606 | 0,9427 | 0,9548 |
| 21 | 0,039 | 0,0001 | 0,0011 | 0,9428 | 0,9558 |
| 22 | 0,035 | 0,029 | 0,0002 | 0,9717 | 0,9561 |

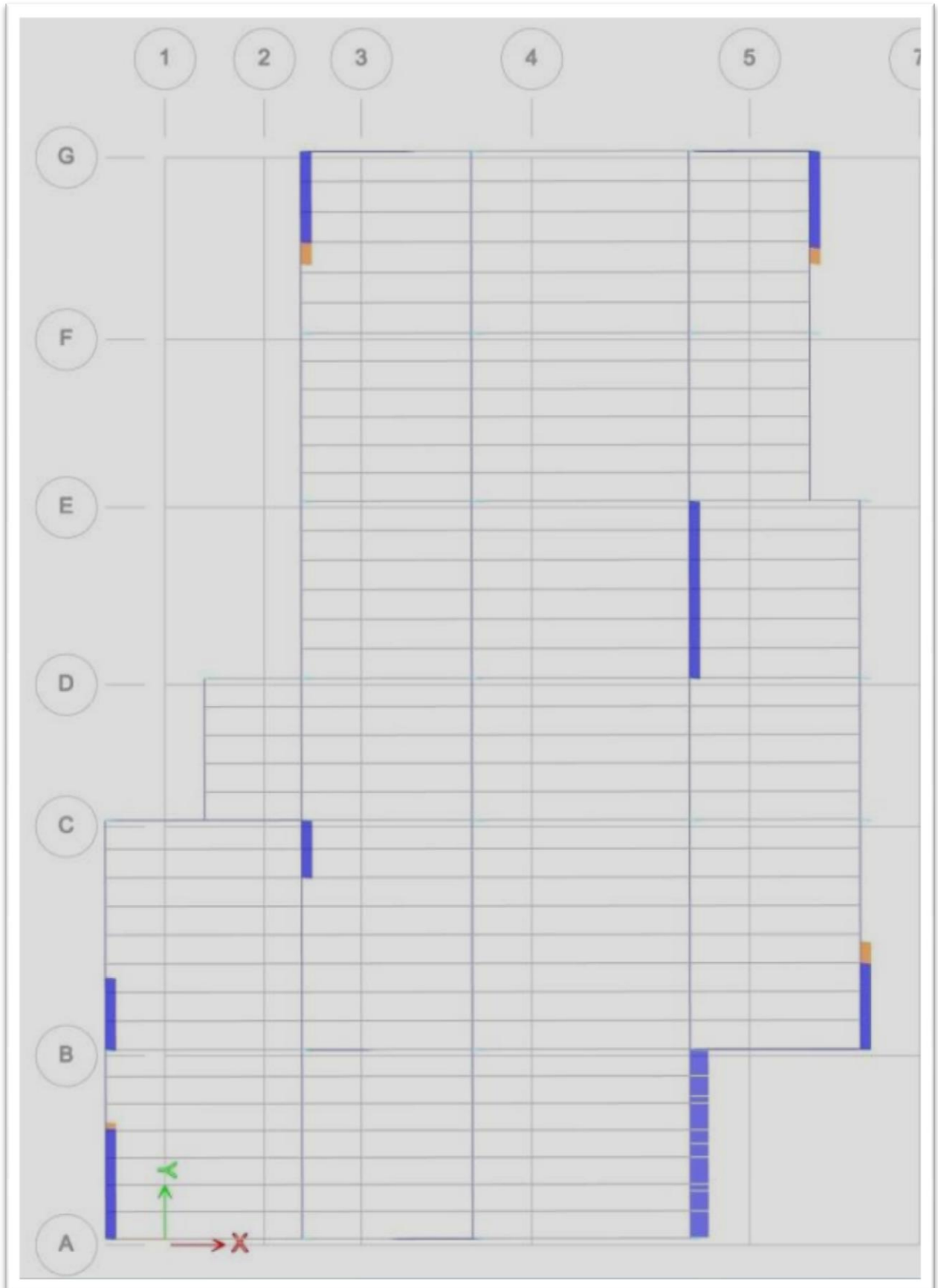


Figure V-6: Mode 1 : translation suivant X

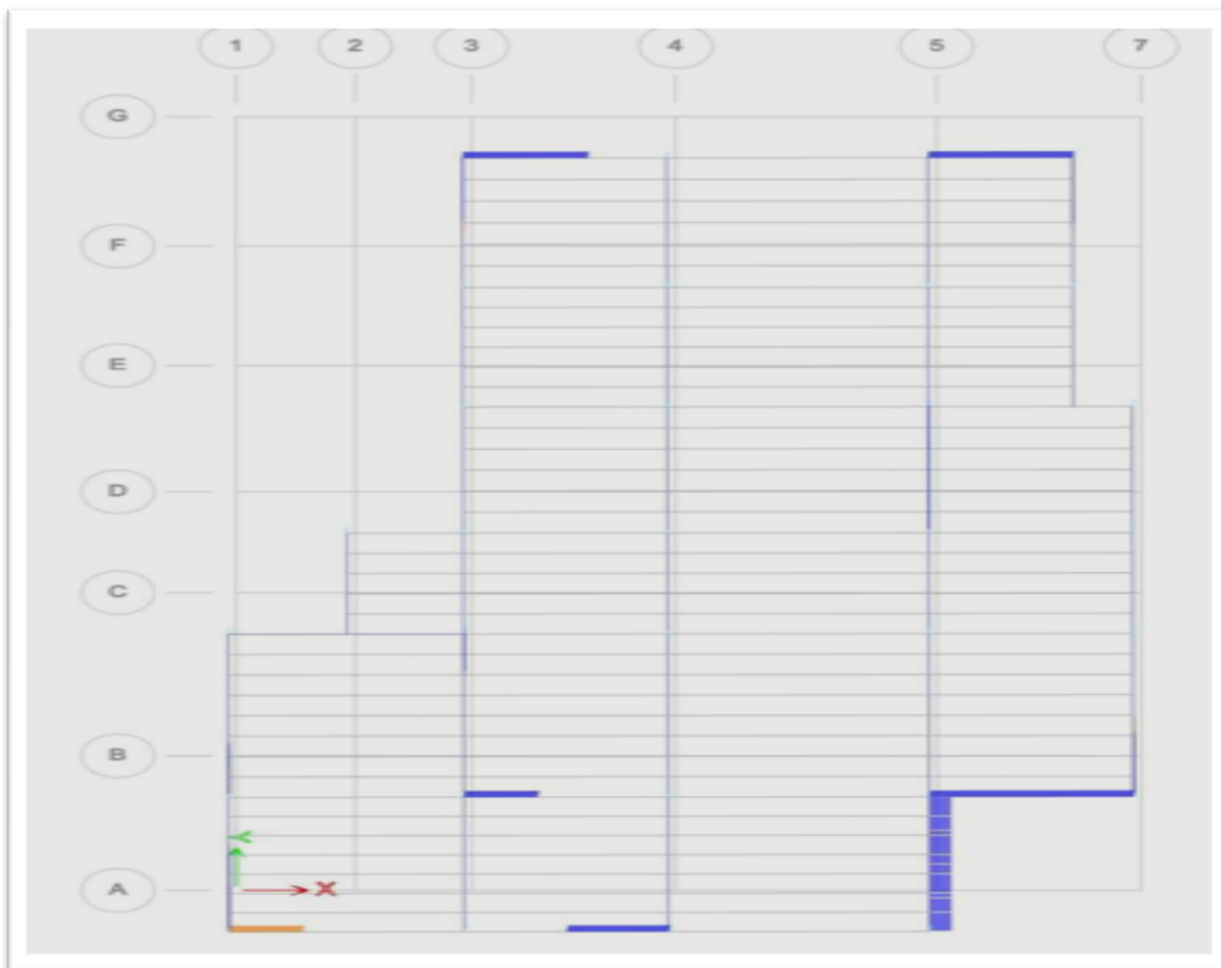


Figure V-7: Mode 1 : translation suivant Y



Figure V-8: Mode 3 : torsion

V. 8. Vérifications réglementaires :

V.8.1 La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_T obtenue par la combinaison

des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_{dyn} > 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8V}{V_T}$$

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

V.8.2 Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

avec :

$$A = 0.25 \quad , \quad R = 3.5 \quad , \quad Q_x = 1.15 \quad , \quad Q_y = 1.20 \quad , \quad D = 2.09 \quad , \quad W_t = 38310.85 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} W = \frac{0.25 \times 2.09 \times 1.15}{3.5} \times 38310.85 = 5755 \text{ KN}$$

$$0.8 V_x = 4604 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} W = \frac{0.25 \times 2.09 \times 1.20}{3.5} \times 38310.85 = 6005.23 \text{ KN}$$

$$0.8 V_y = 4804.18 \text{ KN}$$

Tableau V.4: vérification des efforts dynamiques

| Load Case/Combo | FX tonf | FY tonf | FZ tonf | MX tonf | MY tonf | MZ tonf |
|-----------------|----------|----------|---------|------------|------------|------------|
| QX | 197,4854 | 0 | 0 | 0 | 2195852,51 | 2364894,61 |
| QY | 0 | 197,4854 | 0 | 2195852,51 | 0,0001404 | 1849134,49 |

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_d^x} = 0,72 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_d^y} = 0,69 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 0,72 \\ r_y = 0,69 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon le cas).

V.8.3 Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= R \cdot \delta_{eK}^x & \text{et} & & \delta_K^y &= R \cdot \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & & \Delta_K^y &= \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Données : $R=3.5$

*Tableau V.5 : Vérification des déplacements inter étages .

| Z(m) | δ_{eK}^x (cm) | δ_{eK}^y (cm) | δ_K^x (cm) | δ_K^y (cm) | Δ_K^x (cm) | Δ_K^y (cm) | $\bar{\Delta}$ (cm) | Observation |
|------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|-------------|
| 3.8 | 0,1 | 0,1 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 3.80 | Vérifier |
| 7.2 | 0,2 | 0,2 | 0,8 | 0,8 | 0,4 | 0,4 | 3.40 | Vérifier |
| 10.3 | 0,5 | 0,3 | 2 | 1,2 | 1,2 | 0,4 | 3.10 | Vérifier |
| 13.4 | 0,8 | 0,5 | 3,2 | 2 | 1,2 | 0,8 | 3.10 | Vérifier |
| 16.5 | 1,1 | 0,8 | 4,4 | 3,2 | 1,2 | 1,2 | 3.10 | Vérifier |
| 19.6 | 1,5 | 1,0 | 6 | 4 | 1,6 | 0,8 | 3.10 | Vérifier |
| 22.7 | 1,8 | 1,3 | 7,2 | 5,2 | 1,2 | 1,2 | 3.10 | Vérifier |
| 25.8 | 2,1 | 1,5 | 8,4 | 6 | 1,2 | 0,8 | 3.10 | Vérifier |
| 28.9 | 2,5 | 1,8 | 10 | 7,2 | 1,6 | 1,2 | 3.10 | Vérifier |
| 32 | 2,7 | 2,0 | 10,8 | 8 | 0,8 | 0,8 | 3.10 | Vérifier |
| 35.1 | 2,9 | 2,2 | 11,6 | 8,8 | 0,8 | 0,8 | 3.10 | Vérifier |

Conclusion :

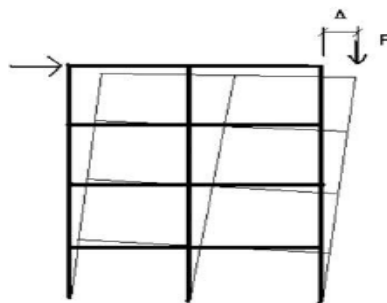
Les déplacements latéraux inter étage est vérifiés,

V. 8.4 Justification vis à vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Δ).

La valeur de l'effet P- Δ dépend de

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- ✓ La souplesse des éléments de la structure

**Figure V-9:** Le grand effet P. Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, 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° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

On à $T = 0,55 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$

$$\text{Donc : } V_k = \frac{W_i \times h_i \times V_t}{\sum W_i \times h_i}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 : Calcul de θ_x et θ_y

| Niveaux | W_i (kN) | P_K (kN) | Δk_x (m) | Δk_y (m) | V_{Kx} (kN) | V_{Ky} (kN) | h_K (m) | θ_x | θ_y | $\theta(x, y) \leq 0,1$ |
|---------|---------------|---------------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|--------------|------------|------------|-------------------------|
| RDC | 8358,63 | 10030,35 | 0,004 | 0,004 | 941,02 | 981,93 | 3.40 | 0,013 | 0,012 | Vérifier |
| 1er | 4041,86 | 4850,23 | 0,012 | 0,004 | 414,88 | 432,92 | 3.10 | 0,045 | 0,014 | Vérifier |
| 2ème | 4051,77 | 4862,12 | 0,012 | 0,008 | 415,90 | 433,98 | 3.10 | 0,045 | 0,029 | Vérifier |
| 3ème | 3852,87 | 4623,44 | 0,012 | 0,012 | 395,48 | 412,68 | 3.10 | 0,045 | 0,043 | Vérifier |
| 4ème | 3852,87 | 4623,44 | 0,016 | 0,008 | 395,48 | 412,68 | 3.10 | 0,060 | 0,029 | Vérifier |
| 5ème | 3674,91 | 4409,89 | 0,012 | 0,012 | 377,22 | 393,62 | 3.10 | 0,045 | 0,043 | Vérifier |
| 6ème | 3674,91 | 4409,89 | 0,012 | 0,008 | 377,22 | 393,62 | 3.10 | 0,045 | 0,029 | Vérifier |

INTRODUCTION :

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS 2016V2.0**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments résistants s'effectue selon le règlement **BAEL91**, et les vérifications selon le règlement **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée des éléments suivants :

- Les poteaux.
- Les poutres.
- Les voiles.

VI.1. FERRAILAGES DES POTEAUX :

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|--------------|------------|-----------------|---------------------|------------|-------------|------------------|
| | γ_b | f_{c28} (MPa) | σ_{bc} (MPa) | γ_s | f_c (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 25 | 14,2 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18,48 | 1 | 400 | 400 |

Tableau VI.1 : calcul des contraintes

VI.1.1. Combinaison d'action : En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

❖ **Selon BAEL 91:**

- ELU: Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- ELS: Situation durable : $G+Q$

❖ **Selon RPA 99 version 2003(Situation accidentelle)**

- $G+Q+E$
- $0,8G+E$

Avec:

G: Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

✚ La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes à savoir :

- 1- N_{max}, M_{corr}
- 2- M_{max}, N_{corr}

VI.1.2. SCHEMA DE FERRAILLAGES DES POTEAU :

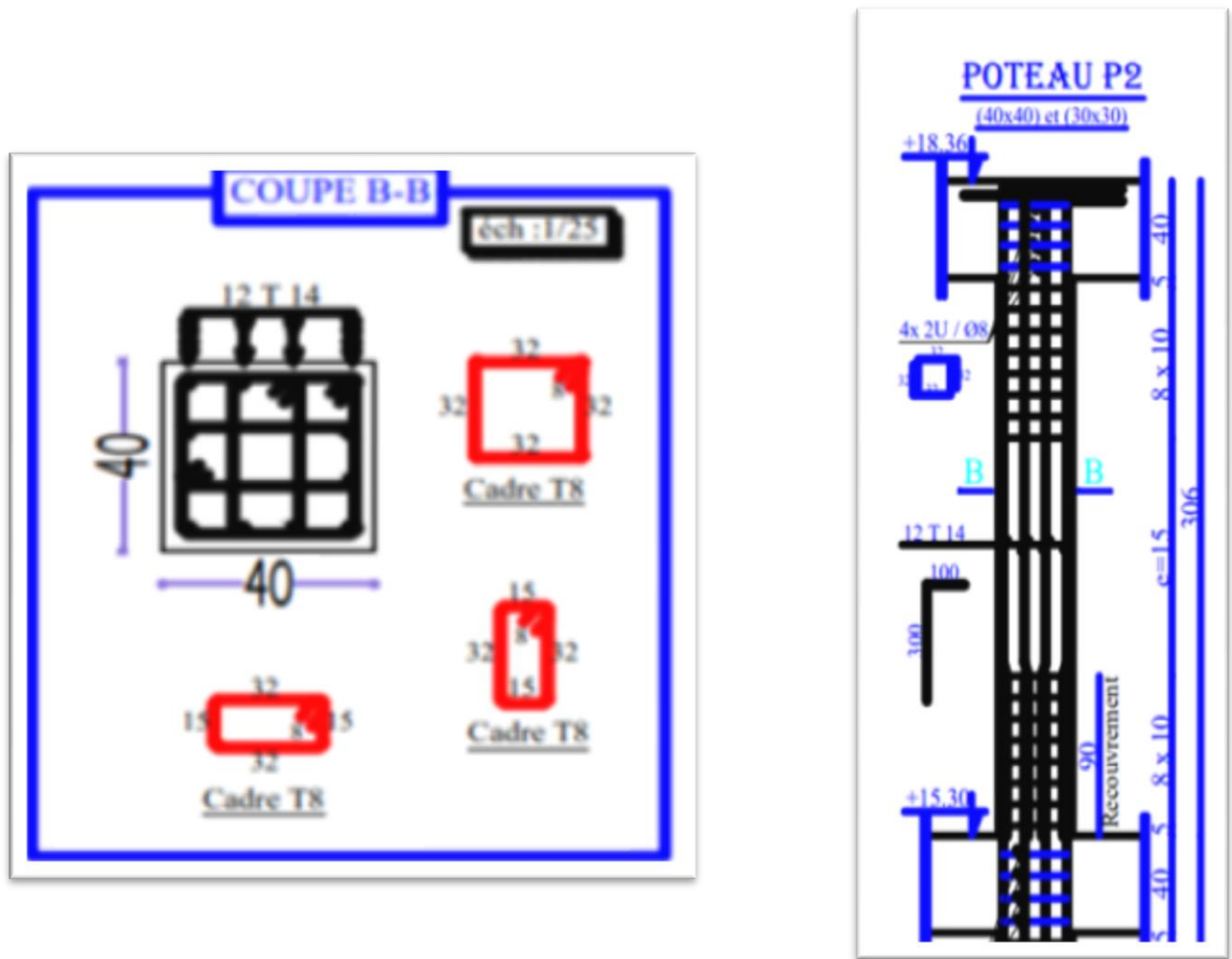


FIGURE 1 : FERRAILLE DE POTEAU

VI.3. FERRAILLAGES DES POUTRES PRINCIPALE :

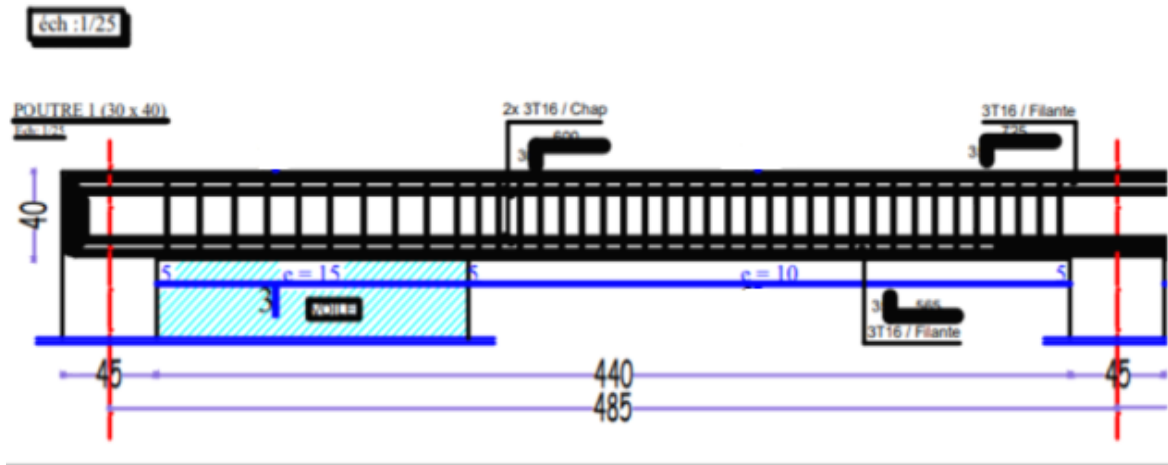
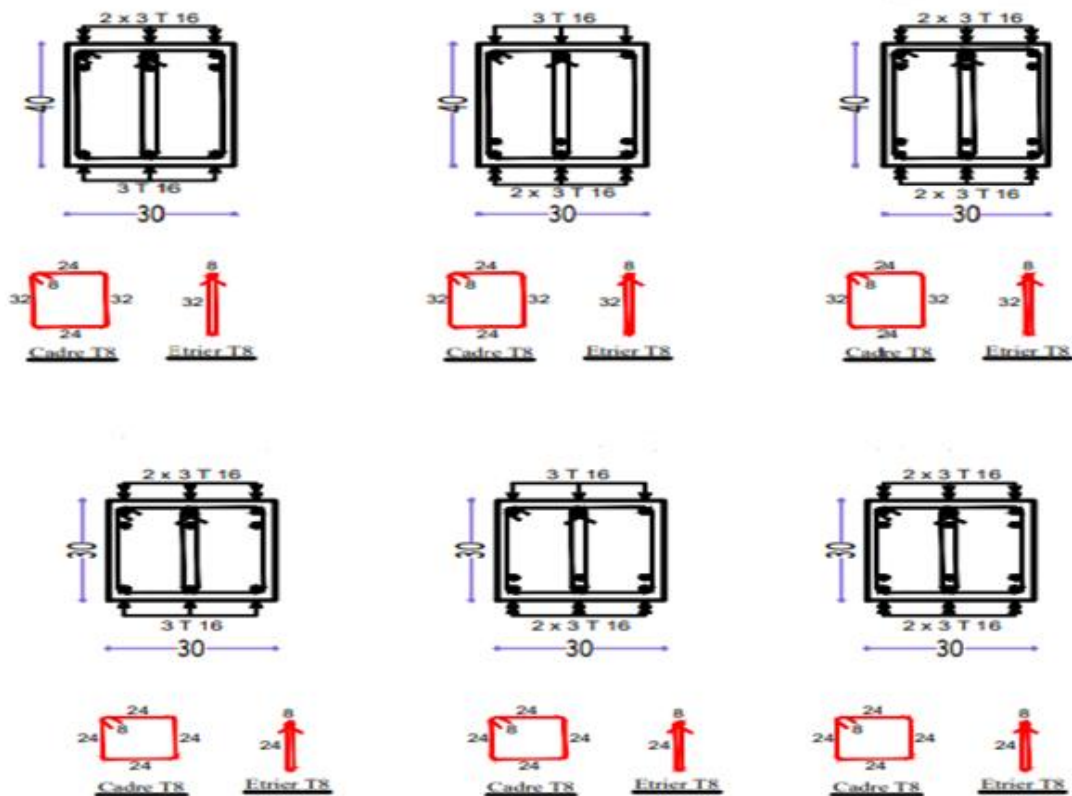


Figure 2 : ferrailage des poutres principales



FIGURES 3 : COUPES SUR LES POUTRE PRINCIPAL

VI.4. FERRAILLAGES DES POUTRES CHENAGE :

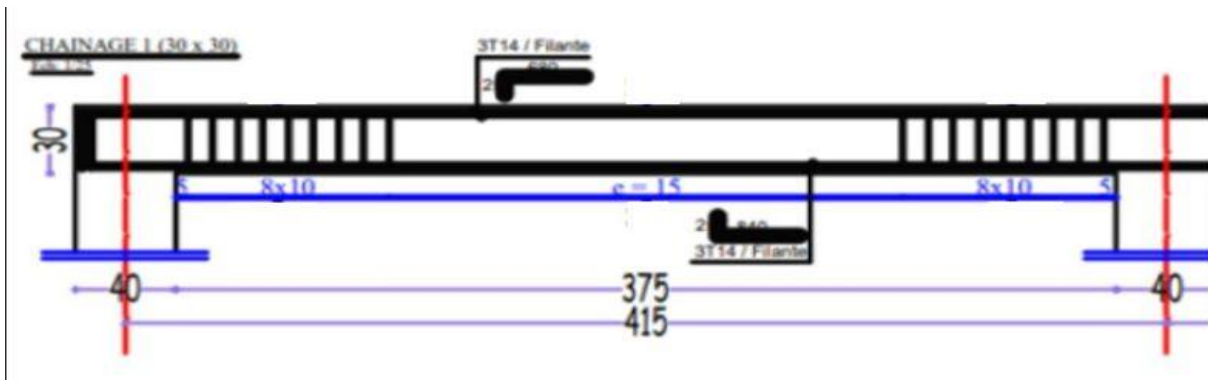


FIGURE 4 : FERRAILLAGE DE POUTRE CHAINAGE.

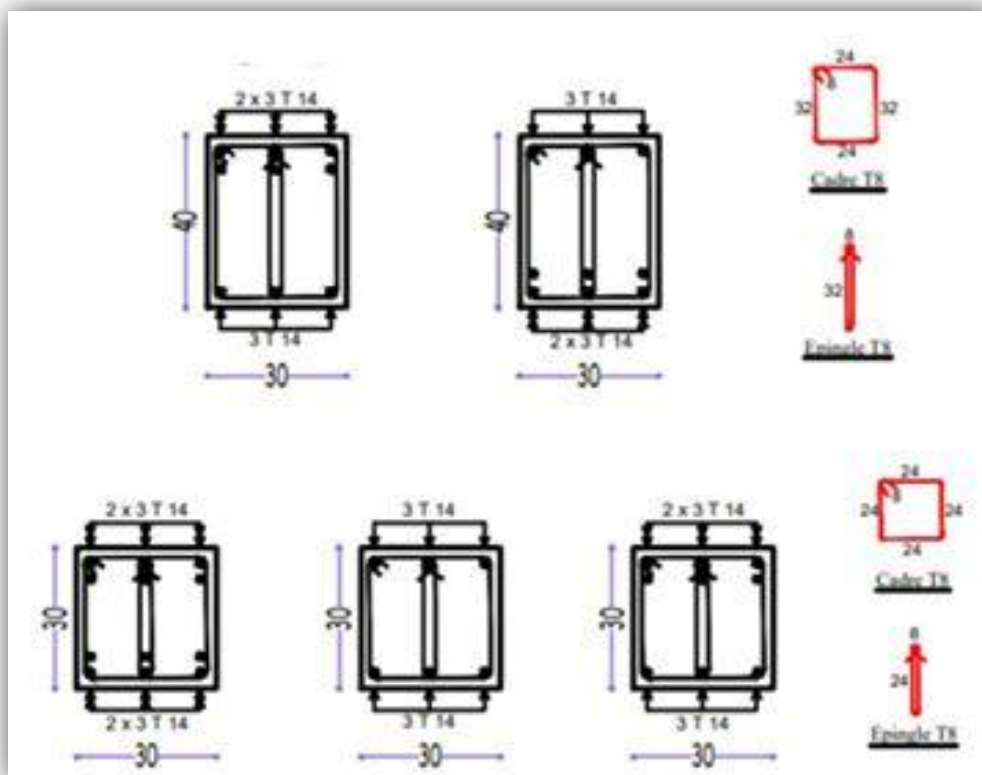


Figure 5: COUPES SUR POUTRE CHAINAGE .

VI.5.FERRAILLAGE DE VOILE :

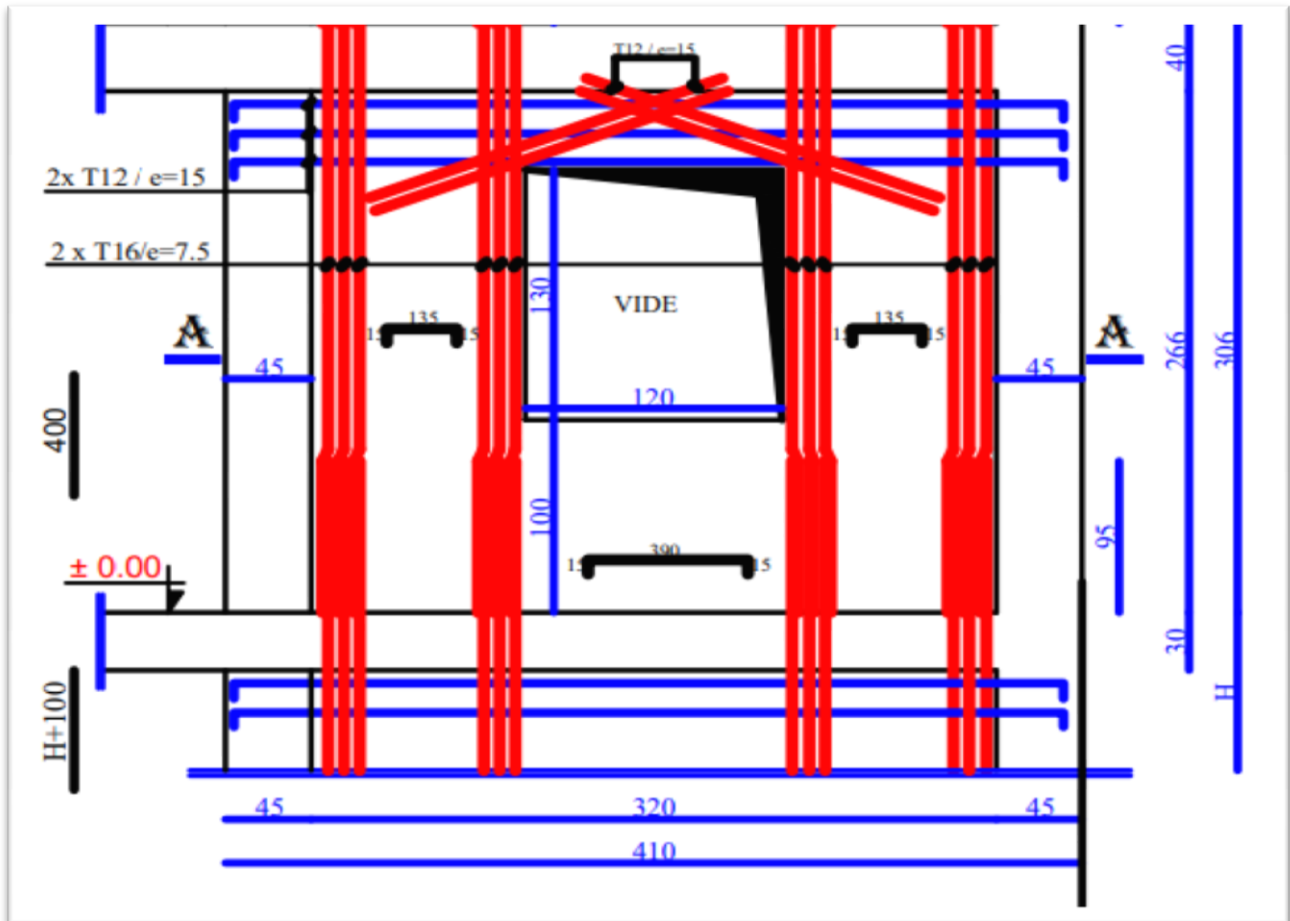


Figure 6 : FERRAILLAGE DE VOILE

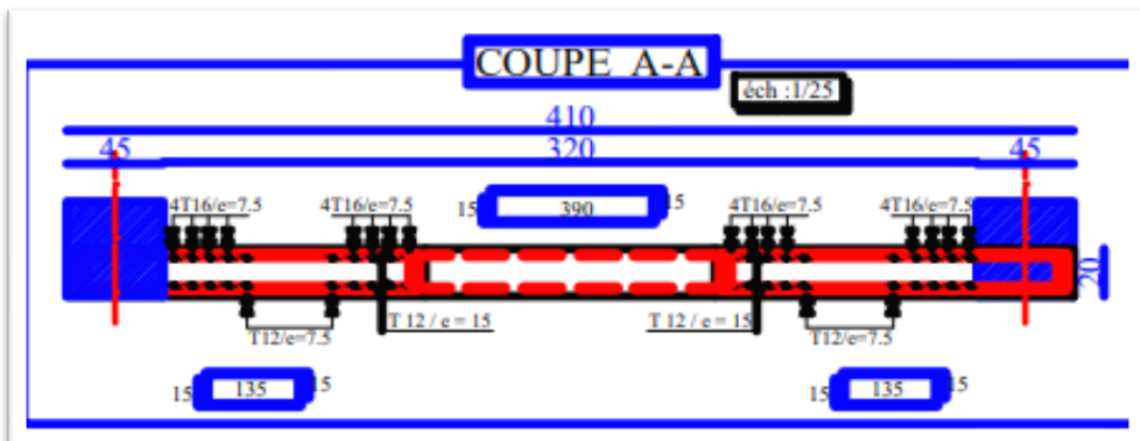


Figure 7 : COUPE A-A DU VOILLE .

VII.1. Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

▪ Fondations superficielles :

-Semelles isolées.

Semelles filantes.

-Radier général.

▪ Fondations profondes :

-fondations sur puits (semi profondes).

-Fondations sur pieux (profondes)

▪ Fondations spéciales :

-fondation avec sous pression d'eau

-fondation en terrain instable

-fondation anti-vibratile.

De la présence de l'eau compliquant les conditions d'exécution et pouvant changer les caractéristiques du terrain.

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolé et des semelles filantes. L'étude géotechnique du site à donner une contrainte admissible de 2 bar, donc le choix d'un radier général n'est pas nécessaire ni économiques.

VII.2.Vérification de type de la semelle :

Le poids totale du bâtiment= 2096,177tf

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2bars$$

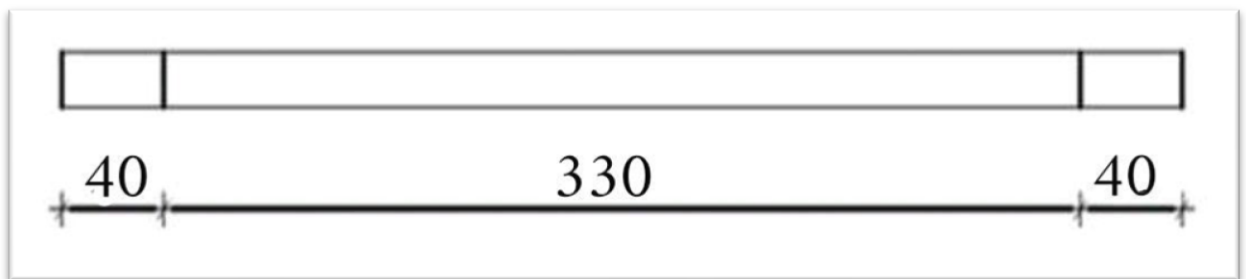
$$\text{La surface totale du bâtiment}=307.43 \text{ m}^2 \rightarrow \frac{2096.177}{20}=104.8088 \rightarrow \frac{104.8088}{307.43}=0.34$$

➤ **0,34% €50%** => on adopte semelle isolé.

VII.3.Ferrailage Semelle filante sous voile et 2 poteaux (40× 40) :

VII.3.1.Prés dimensionnement de la semelle filante sous voile 1 :

➤ **ELS :**



$$\sum N_{tot} = 66 \text{ t}$$

$$L = 3.30\text{m}$$

$$B = \frac{N_{tot}}{\delta_{sol} \times L} = \frac{66}{20 \times 3.30} = 1.00 \text{ m.}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{100-20}{4} = 20\text{cm.}$$

• **On prend :** d = 20 cm.

$$h_t = d + 5 = 20 + 5 = 25 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 25 \text{ cm.}$$

$$h = h_t - e = 25 - 10 = 15 \text{ cm.}$$

VI.3.2. Ferrailage :

a). Ferrailage long :

$$\sum N_{tot} = 66 \text{ tf.m}$$

$$N_{ml} = \frac{N_{tot}}{L} = 20 \text{ t/ml}$$

$$A_s/m = \frac{N_{ml}(B-b)}{8.d.\delta \text{ sol}} = \frac{20 \times 10^3 (100 - 15)}{8.20.2000} = 5.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5.65 par 1ml

$$\rightarrow \text{Esp} = 15 \text{ cm}$$

b). Ferrailage transversale :

$$A_{long} = \frac{5.31}{4} = 1.32 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA8 = 2,51 cm²

20 calculer sur 1ml Esp = cm

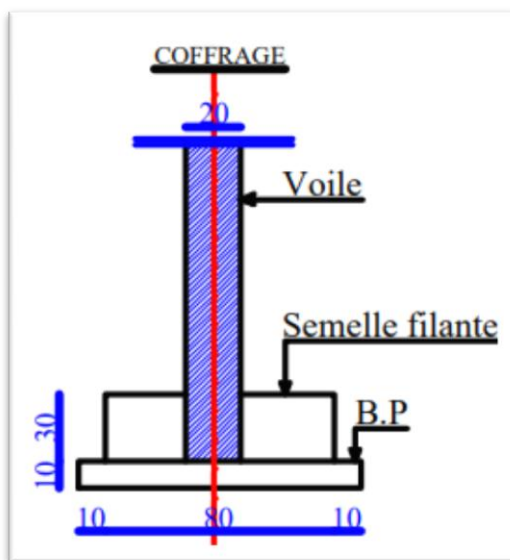


Figure.1. : coffrage S.F sous voile

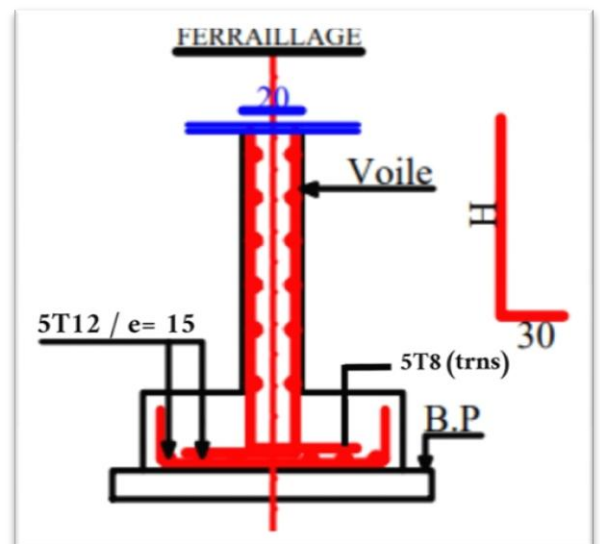


Figure : ferrailage S.F sous voile

VII.4.Semelle filante sous 2 poteaux:

N1 et N2 ne sont pas égaux donc le diagramme des réaction du sol sous la semelle n'est pas uniforme (généralement trapézoïdal) pour le rendre uniforme on cherche(l1)et(l2) (débords)

de chaque côté de façon que la résultante (R) passe par le milieu de la semelle (par A).

$$\blacksquare N_1 = 92.095 \text{ t}$$

$$\blacksquare N_2 = 40.373 \text{ t}$$

$$A > \frac{N_{tot}}{\partial_{sol} \times B} = 4.14 \text{ m}$$

$$\sum M / I = 0 \rightarrow N_2 \times 1.6 - R \times a = 0$$

$$\blacktriangleright L_1 = 1.27 \text{ m}$$

$$\blacktriangleright L_2 = 4.14 - (1.6 + 1.27) = 2.03 \text{ m}$$

- **Calcule le moment fléchissant :**

$$\blacksquare q = 32 \text{ t/ml}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_1 = q \frac{l_1^2}{2} = 32 \cdot \frac{1.27^2}{2} = 25.8064 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 95.6344 \text{ t.m}$$

- **Moment sur travée :**

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow q x - N = 0$$

$$X = \frac{N}{q} = \frac{92.095}{32} = 2.87$$

$$M_{tmax} = -15.56 \text{ t.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_{1g} = qL_1 = 32 \times 1,27 = 40.64 \text{ t}$$

$$T_{1d} = qL_1 - N_1 = 40.64 - 92.095 = -51.455 \text{ t}$$

$$T_{2g} = -qL_2 = -32 \times 2.03 = -64.96 \text{ t}$$

$$T_{2d} = -qL_2 + N_2 = -64.96 + 40.373 = -24.587 \text{ t}$$

VI .4.1.Ferrailage :

$$M_a = 65.934 \text{ t.m}$$

$$M_t = -15.56 \text{ t.m}$$

$$T = 64.96 \text{ t}$$

Moment équilibre par la table :

$$b_0 = 35 \text{ cm} \quad \mathbf{B} = \mathbf{B}_y = 180 \text{ cm}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm} \quad \mathbf{h} = 50 \text{ cm}$$

$$d_x = h - d'_x = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bc} \times \frac{(d_x - h_0)}{2}$$

$$M_T = 142,758 \text{ t.m}$$

$$M_\mu = M_t = 15.56 < M_T = 142,758 \Rightarrow \text{Axe neutre tombe dans la table.}$$

$$\rightarrow S_{b,h} = (180 \times 50) \text{ cm}^2$$

$$\alpha_R = 0.668 ; \mu_R = 0.392$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{domaine (1)} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.05$$

$$z=4.47 \text{ cm}$$

$$A_s=15.5\text{cm}^2$$

➤ **On adopte :** 8T16= 16.08 cm²

➤ **En appui :**

$$M_a = 65.93 \text{ t.m}$$

La table est tendue => S b,h = b₀*h = (35x50) cm²

$$\alpha_R = 0.668 \quad ; \quad \mu_R = 0.392$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.159 < 0.392$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ domaine (1) $\rightarrow \sigma_s = 348\text{Mpa}$

$$\alpha=0.21$$

$$z=41.2$$

$$A_s=26.51\text{m}^2$$

On adopte :

$$2 \text{ 4T16} + 4\text{T20}$$

$$\rightarrow S=28.6\text{cm}^2$$

VII.4.2. Ferrailage transversal :

$$\sum N_{\text{tot}} = 132.458 \text{ t}$$

$$N_{\text{ml}} = \frac{132.458}{4.14} = 31.99 \text{ t/ml}$$

$$A_s = 4.02 \text{ cm} \rightarrow 6\text{HA10} = 4,74 \text{ cm}^2 \text{ esp} = 20 \text{ cm par 1 ml}$$

- Tableau : les dimensions des semelles filantes et SF sous voiles :

| SEMELLE | Longueur A | Largeur B | Hauteur H |
|--------------|------------|-----------|-----------|
| SF1 | 1375 | 120 | 45 |
| SF2 | 1735 | 160 | 45 |
| SF3 | 1525 | 160 | 45 |
| SF4 | 1320 | 160 | 45 |
| SF5 | 1215 | 160 | 45 |
| SF6 | 1215 | 120 | 45 |
| S.sous voile | Var | 80 | 30 |

Figure.3. : dimension des voiles

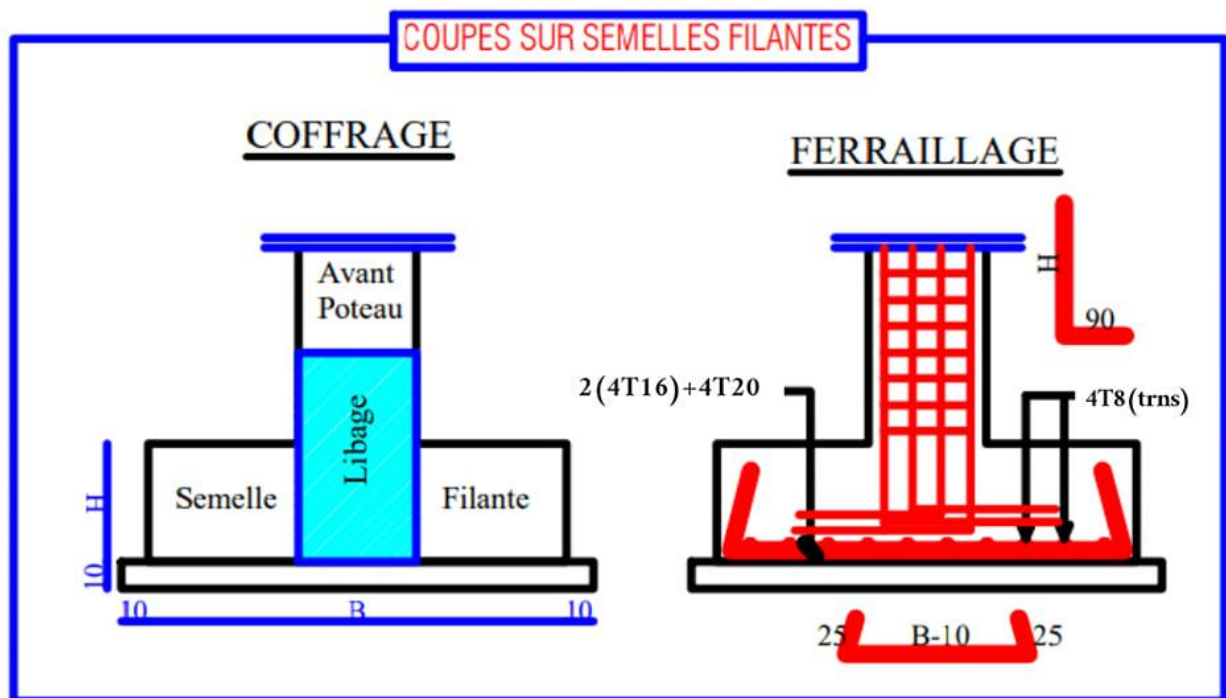


Figure.4. : coffrage et ferrailage de la semelle filante

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme le Etabs, Socotec, Auto-cad. Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

Pour ce projet, nous avons agi principalement sur deux plans :

- D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.
- Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.
- Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour

Obtenir une :

- Structure de bonne stabilité.
- Structure économique.

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Livres et Documents

- Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J L'amiralat).
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchât & Jean Roux).
- Cours de Béton armé 3ème année.
- Mémoires de fin d'études précédentes