

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
المركز الجامعي لعين تموشنت
Centre Universitaire d'Ain-Temouchent Belhadj Bouchaib
Institut de la Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
Filière : GENIE CIVIL.
Spécialité : STRUCTURES

Thème

Etude d'une structure élancée à usage d'habitations
(sous-sol+RDC+9 étage)

Présenté Par :

✓ **Belkadi Youcef Zin eddine**

Devant les jurys composés de :

M_{eme} DERBAL AHLEM
M_{eur} AMARA KHALED
M_{eur} BENNACEUR.SM
M_{eme} ATTIA AMINA

C.U.A.T.B.B (Ain Temouchent)
C.U.A.T.B.B (Ain Temouchent)
C.U.A.T.B.B (Ain Temouchent)
C.U.A.T.B.B (Ain Temouchent)

Président
Encadreur
Encadreur
Examineur

Année universitaire 2018/2019

Remerciements

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude en premier lieu à **ALLAH**, le tout puissant miséricordieux, de m'avoir aidé et donné la force pour accomplir ce travail.*

J'adresse mon respect et reconnaissance à toutes les personnes ayant apporté leur contribution, de près ou de loin à la réalisation de cette étude.

*Particulièrement à mon cher encadrant **Mr. AMARA KHALED** de m'avoir accompagné dans cette expérience enrichissante, pour toute aide précieuse qu'il m'a apporté, et dont ses précieux conseils, ses compétences, son dévouement et sa disponibilité malgré ses nombreuses obligations professionnelles ont toujours suscité mon profond respect.*

*Aussi je tiens à exprimer ma profonde gratitude ainsi que mes plus vifs remerciements à **Mr BENNACEUR S.M.***

*Je remercie toute l'équipe de la direction de Contrôle Technique de Construction **CTC** d'Oran auprès desquels nous avons trouvé l'accueil chaleureux, l'aide et l'assistance dont on avait besoin durant notre internat.*

***Au DERBAL AHLEM** qui nous à fait l'honneur d'accepter la présidence de notre jury,*

***Au Meme ATTIA AMINA** nous adressons nos vifs remerciements d'avoir bien voulu examiner et évaluer notre travail.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A Mes chers parents :

Mon exemple éternel, mon soutien, ma source de joie et bonheur, la source de mes efforts, ceux qui se sont toujours sacrifiés pour voir leurs enfants réussir ; les valeurs qu'ils ont su nous transmettre, et ne cessent de nous donner avec amour le nécessaire pour que nous puissions arriver à ce que nous sommes aujourd'hui, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. J'implore Allah le tout puissant de vous en récompenser.

A mon frère Ahmed, mes sœurs Hizia , Ismahen et Nihed, nièces, neveux et à toute ma famille ;

Je dédie ce travail dont ma profonde gratitude leur revient en premier lieu pour leurs douaa, conseils, aides, et encouragements. J'implore Allah le tout puissant de vous en récompenser.

A mes chères amis Amine , Lamia et Mounir.

Aux personnes que j'aime et j'estime ;

Qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnée durant mon parcours d'étude dans lequel nous avons passé des moments gravés dans la mémoire, mes aimables amis, collègues d'étude, et à tous ceux qui m'estiment.

SOMMAIRE

| | |
|--|------|
| <i>Remerciements</i> | ii |
| <i>Dédicace</i> | ii |
| SOMMAIRE | 4 |
| Résumé | iii |
| SUMMARY | iv |
| ملخص | v |
| Liste des notations | vi |
| Liste des tableaux | viii |
| Liste des figures | ix |
| INTRODUCTION | 12 |
| Chapitre 1 Généralité | |
| I. Introduction | 2 |
| I.1 : Présentation de l'ouvrage | 2 |
| I.2. Caractéristique de la structure | 2 |
| I.2.1. Caractéristiques géométriques | 2 |
| I.2.2. Données de site | 2 |
| I.2.3 : Description structurale | 3 |
| I.2.4. Choix du contreventement : | 3 |
| I.3. Règlements et normes utilisés | 3 |
| I.4 Les sollicitations | 4 |
| I.5. Caractéristique des matériaux | 4 |
| I.5.1. Béton | 4 |
| I.5.2. Ciment | 4 |
| I.5.3. Granulats | 4 |
| I.5.4. Eau de gâchage | 4 |
| I.6. Résistance du béton | 5 |
| I.6.1. Résistance du béton à la compression : (CBA.93 [ART 2.1.1.1] p5) | 5 |
| I.6.2. Résistance à la traction : (CBA.93 [ART 2.1.1.1]) | 5 |
| I.7. Les contraintes limites | 6 |
| I.7.1. Etat limite ultime: (CBA 93 [ART 4.3.4.1]) | 6 |
| I.7.2. Etat limite de service: (CBA 93 [ART 5.1.4]) | 7 |
| I.7.3. Contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1]) | 7 |
| I.7.4. Coefficient de poisson: (CBA 93 [ART 2.1.3] P8) | 8 |

| | |
|---|----|
| I.7.4. Diagrammes déformations –contraintes de béton : (CBA 93 [ART 4.3.4]) | 8 |
| I.7.5. Retrait : (CBA 93 [ART 2.1.2.2])..... | 9 |
| I.7.6. Fluage: (CBA 93 [ART 2.1.2.2] P8)..... | 9 |
| I.8. Acier: | 9 |
| I.8.1. Les Contraintes limites | 9 |
| I.8.2. Poids volumique | 11 |
| I.9. Méthodes de calcul | 11 |
| I.9.1. Méthode statique équivalente | 11 |
| I.9.2. Méthode dynamique modale spectrale..... | 11 |
| I.10. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites | 11 |
| I.11. Les hypothèses de calcul : | 12 |
| I.12. Règle des trois pivots : (BAEL 91 REVISEE 99) | 12 |
| I.12.1. Analyse du diagramme des trois pivots..... | 13 |

Chapitre 2 Prè-dimensionnement et Descent Des Charges

| | |
|--|----|
| II.1. Introduction | 14 |
| II.2. Pré-dimensionnement | 14 |
| II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers | 14 |
| II.2.2. Plancher en dalle plein..... | 17 |
| II.2.3. Pré dimensionnement de La dalle machine..... | 17 |
| II.2.4. Pré-dimensionnement des poutres | 18 |
| II.2.4.1. Les poutres principales | 18 |
| II.2.4.2. Poutres secondaires (chainage) | 19 |
| II.2.5. Pré-dimensionnement des escaliers | 19 |
| II.2.5.1. Eléments d’escalier | 19 |
| II.2.5.2. Epaisseur de la paillasse..... | 21 |
| II.2.5.3. Epaisseur du palier de repos | 22 |
| II.2. 6. Pré dimensionnement les voiles..... | 22 |
| II.2.7. Pré dimensionnement les poteaux..... | 23 |
| II.3. Descente des charges | 28 |
| II.3.1 Plancher terrasse inaccessible | 28 |
| II.3.2. Plancher étage courant | 29 |
| II.3.3 Plancher en dalle pleine | 29 |
| II.3.4. Les murs | 30 |
| II.3.4. 1.Murs intérieurs (simple cloison) | 30 |

| | |
|---|----|
| II.3.4.2. Mur extérieur (double cloison) | 30 |
| II.3.5. Les escaliers | 31 |
| II.3.5. 1.la paillasse | 31 |
| II.3.5.2. Palier de repos | 31 |
| Chapitre III Étude DesPlanchers | |
| III.1. Introduction | 32 |
| III.2. Plancher à corps creux | 32 |
| III. 3. Etude planchers | 33 |
| III. 3.1. Types de poutrelles | 33 |
| III. 3.2. Evaluation des charges | 35 |
| III. 3.3. Méthode de forfaitaire | 35 |
| III. 3.3.1. Principe de la méthode | 36 |
| Les moments fléchissant en travées et sur appuis | 36 |
| III. 3.3.2. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire | 37 |
| III. 4. Ferrailage des poutrelles | 50 |
| III. 4.1. Armatures longitudinales | 50 |
| III. 4.1.1.Calcul à L'ELU | 50 |
| III. 4.1.2. Vérification des contraintes ELS : | 52 |
| III. 4.2. Armatures transversales : | 53 |
| III. 4. 3. Les vérifications | 54 |
| III. 4. 3.1. Condition de non fragilité : | 54 |
| III. 4.3.2. Vérification de cisaillement : | 54 |
| III. 4.3.3.Vérification au glissement | 55 |
| III. 4.3.4. Vérification de la flèche | 55 |
| III. 5. Ferrailage de la dalle de compression | 56 |
| Chapitre IV Étude Sismique | |
| IV.1. Introduction | 58 |
| IV.2. Objectifs de l'étude sismique | 58 |
| IV.3. Choix de la méthode de calcul | 58 |
| IV.3.1. Méthode statique équivalente: | 58 |
| IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale | 59 |
| IV.3.3. Modélisation | 59 |
| IV.3.4. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes | 60 |
| IV.3.5. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique | 60 |

| | |
|--|----|
| IV.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse | 60 |
| IV.4.1. Coefficient d'accélération A | 60 |
| IV.4.2. Coefficient de correction d'amortissement η | 61 |
| IV.4.3. Périodes caractéristiques T1 ; T2 | 61 |
| IV.4.4. Période fondamentale (T) | 61 |
| IV.4.5. Facteur d'amplification dynamique moyen D | 62 |
| IV.4.6. Coefficient de comportement global de la structure R | 63 |
| IV.4.7. Facteur de qualité Q | 63 |
| a) Redondance en plan | 63 |
| b) Régularité en plan | 63 |
| c) Régularité en élévation | 64 |
| d) Contrôle de la qualité des matériaux | 65 |
| e) Contrôle de la qualité de l'exécution | 65 |
| IV.5. Combinaisons d'action | 67 |
| IV.6. Modélisation | 68 |
| IV.6.1. Nombre de modes à considérer | 68 |
| IV.6.2. Les modes propres | 70 |
| IV.6.3. Les dispositions des voiles | 72 |
| IV.6.4. Poids total de la structure | 73 |
| IV.6.5. Détermination de la force sismique | 74 |
| IV.7. Vérifications réglementaires | 74 |
| IV.7.1. Période fondamentale théorique RPA Art 4.2. | 74 |
| IV.7.2. Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale | 75 |
| IV.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques | 75 |
| IV.7.4. Vérification spécifique sous sollicitations normales | 76 |
| IV.7.5 Justification vis à vis des déformations : | 77 |
| IV.7.6. Vérification de l'effet P-Delta | 78 |
| Chapitre 5 Les éléments Secondaires | |
| V.1. Étude L'acrotère | 80 |
| V.1.1. Introduction | 80 |
| V.1.2. Hypothèse de calcul | 80 |
| V.1.3. Détermination des sollicitations | 80 |
| V.1.3.1. Evaluation des charges et surcharges | 80 |
| V.1.3.2. La force Fp | 81 |

| | |
|--|-----|
| V.1.3.3. Calcul des sollicitations | 81 |
| V.1.4. Ferrailage de l'acrotère..... | 84 |
| V.2. L'ascenseur | 88 |
| V.2.1. Introduction | 88 |
| V.2.2. L'étude d'ascenseur..... | 89 |
| V.2.2.1. Dimensions de Notre ascenseur | 89 |
| V.2.2.2. Détermination des charges et surcharges | 89 |
| V.2. 3. Étude de la dalle machine | 90 |
| V.2.3.1. Ferrailage de la dalle :..... | 91 |
| V.3. Ferrailage du Balcon | 96 |
| V.4. Ferrailage du L'escalier : | 100 |
| V.4.1. Ferrailage du la paillasse | 100 |
| V.4.1.1. Calcul les Armatures longitudinales:..... | 100 |
| V.4.2. Ferrailage de palie de repos..... | 105 |
| V.4.2.1. Calcul les Armatures longitudinales | 105 |
| V.4.3. Ferrailage de la poutre palière | 107 |
| V.4.3.1.Pré dimensionnement | 107 |
| V.4.3.2. Calcul des armatures Longitudinale..... | 108 |
| V.4.3.3. Calcul des armatures transversales | 109 |

Chapitre VI Études Des èlément structuraux

| | |
|---|-----|
| VI.1. Introduction..... | 114 |
| VI.2. Étude de ferrailage des poteaux : | 114 |
| VI.2.1. Les recommandations du <i>RPA 99/2003</i> | 115 |
| VI.2.2. Les armatures longitudinales : <i>R.P.A 99 article 7.4.2.1</i> | 115 |
| VI.2.3. Les armatures transversales | 120 |
| VI.3. Étude de ferrailage des poutres | 124 |
| VI.3.1. Les combinaisons d'actions | 124 |
| VI.3.2. Étude des poutres principales P.P | 124 |
| VI.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales selon le <i>R.P.A 99 version 2003</i> | 125 |
| VI.3.2.2. Calcul des armatures transversales..... | 129 |
| VI.3.2. Étude des poutres secondaires P.S..... | 131 |
| VI.4.Étude des voiles | 132 |
| VI.4.1. Introduction..... | 132 |
| VI.4.2. Voiles de contreventements | 134 |

| | |
|---|-----|
| VI.4.2.1. Détermination des contraintes | 135 |
| VI.4.2.2. Calcul des armatures verticales | 135 |
| VI.4.2.3. Détermination des armatures horizontales..... | 136 |
| VI.4.2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement : | 136 |
| VI.4.3. Voile périphérique | 138 |
| VI.4.3.1 Introduction..... | 138 |
| VI.4.3.2 Evaluation des charges : | 138 |
| VI.4.3.3 Calcul des armatures verticales | 142 |
| VI.4.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement | 143 |
| Chapitre VII Étude Des Fondations | |
| VII .1 Introduction | 145 |
| VII .2. Stabilité des fondations | 145 |
| VII. 3. Les types de fondation superficielle | 146 |
| VII. 4. Choix du type de fondation..... | 146 |
| VII. 4.1. Vérification de la semelle isolée..... | 146 |
| VII. 4.2. Vérification des semelles filantes..... | 147 |
| VII. 5. Radier générale..... | 148 |
| VII .5.1. Introduction | 148 |
| VII .5.2. Pré dimensionnement..... | 149 |
| VII .5.3. Vérifications nécessaires | 150 |
| VII .5.4. Ferrailage | 151 |
| VII .5.4.1. La dalle du radier | 151 |
| VII .5.4.2. Les nervures | 154 |
| VII .5.4.3. Calcul des armatures transversales | 157 |
| VII.6. Étude longrine..... | 159 |
| VII.6.1. Dimensionnement de longrine : RPA99 version 2003[Art 10.1.1.b] | 159 |
| VII.6.2. Ferrailage de la longrine | 159 |
| VII.6.2.1. Armatures minimales : <i>Le R.P.A 99 V2003 exige que</i> : | 159 |
| VII.6.2.2. Les armatures transversales :..... | 160 |
| CONCLUSION..... | 161 |
| Références bibliographiques..... | 163 |

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol et un rez de chaussé+9 étages ayant une forme régulière en plan.

Cette étude se compose de quatre parties :

La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment ; ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges.

La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère, les planchers , l'escalier, les dalles pleines et la dalle machine) en utilisant le code CBA93 et RPA99 version 2003.

La troisième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul SAP 2000 version 14.2.0. afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique)

La dernière partie le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles,) et les fondations a la fin .

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, SAP 2000 version 14.2.0, RPA99, CBA 93.

SUMMARY

This project presents a detailed study of a residential use building consists of a basement and a ground floor + 9 floors with irregular shape in plan.

This study consists of four parts:

The first is the general description of the project with a presentation of building elements; then the pre-sizing of the structure and finally a load assessment.

The second part concerns the study of secondary elements (the parapet, stairs, floors and solid slabs) using the code and CBA93 RPA99 2003 version.

The third part deals with the dynamic study of the structure made by the SAP 2000 version 14.2.0 calculation software to determine the various stresses due to loads (permanent load, operation and seismic load)

The last part of the calculation of various reinforcement resistant structural elements (columns, beams, walls) and foundations at the end .

Keywords: Building, Reinforced Concrete, SAP2000, RPA99, CBA 93.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني يتكون من قبو وطابق أرضي + 9 طوابق ذات شكل منتظم في المخطط.

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

يتعلق الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض لعناصر المبنى ؛ ثم البعد المسبق للهيكل وأخيرا تقييم الأحمال.

الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الثانوية (الحاجز ، الأرضيات ، الدرج ، الألواح الصلبة وجهاز البلاطة) باستخدام الكود CBA93 و RPA99 ، إصدار 2003.

يتناول الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل الذي تم إجراؤه بواسطة برنامج حساب SAP 2000/14.2.0 من أجل تحديد متطلبات التحميل المختلفة (الحمل الدائم وحمل التشغيل والحمل الزلزالي)

الجزء الأخير هو حساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأعمدة ، الحزم ، الأشعة ،) والأسس في النهاية.

الكلمات المفتاحية: البناء ، الخرسانة المسلحة ، SAP 2000 ، RPA99 ، CBA 93.

Liste des notations

| | |
|---|---|
| A : Coefficient d'accélération de zone | ξ : Déformation relative. |
| A_s : Aire d'une section d'acier. | ELU : État limite ultime |
| A_t : Section d'armatures transversales. | ELS : État limite service. |
| B_r : Aire d'une section de béton. | N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service. |
| ϕ : Diamètre des armatures. | N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime. |
| φ : Angle de frottement. | T_u : Effort tranchant ultime. |
| Q : Charge d'exploitation. | T : Effort tranchant, Période |
| γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier. | S_t : Espacement. |
| γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton. | λ : Élançement. |
| σ_s : Contrainte de traction de l'acier. | e : Épaisseur |
| σ_{bc} : Contrainte de compression du béton. | F : Force concentrée. |
| $\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier. | f : Flèche. |
| $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton. | L : Longueur ou portée. |
| τ_u : Contrainte ultime de cisaillement. | L_f : Longueur de flambement. |
| β : Coefficient de pondération. | W : Poids total de la structure. |
| σ_{sol} : Contrainte du sol. | d : Hauteur utile. |
| G : Charge permanente. | F_e : Limite d'élasticité de l'acier. |
| | M_u : Moment à l'état limite ultime. |

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_n : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Liste des tableaux

| | |
|---|-----|
| Tableau I 1 : Dosage et composition du béton. | 5 |
| Tableau II 1 : récapitulatif des sections des poteaux. | 27 |
| Tableau II 2: récapitulatif des sections des poteaux. | 27 |
| Tableau II 3 : Descente des charges plancher terrasse (inaccessible). | 28 |
| Tableau II 4: Descente des charges Plancher étage courant. | 29 |
| Tableau II 5 : Descente des charges Plancher en dalle pleine (Balcon). | 29 |
| Tableau II 6: Descente des charges du mur intérieur. | 30 |
| Tableau II 7: Descente des charges du mur extérieur. | 30 |
| Tableau II 8: Descente des charges du paillasse. | 31 |
| Tableau II 9: Descente des charges du palier de repos. | 31 |
| | |
| Tableau III 1 : Les charges des différents planchers.7 | 35 |
| | |
| Tableau IV 1 : Valeurs des pénalités P_q | 66 |
| Tableau IV 2: Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage | 67 |
| Tableau IV 3 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses | 69 |
| Tableau IV 4 : <i>Vérification de la résultante des forces sismiques</i> | 75 |
| Tableau IV 5 : <i>Vérification des résultats spécifiques sous sollicitations normales.</i> | 76 |
| Tableau IV 6 : <i>Vérification des déplacements</i> | 77 |
| Tableau IV 7 : Vérification des déplacements | 78 |
| Tableau IV 8 : <i>Vérification de l'effet P-Δ</i> | 79 |
| | |
| Tableau V 1 : les moments fléchissant et effort | 91 |
| Tableau V 2 : <i>Ferraillage d'escalier.</i> | 104 |
| Tableau V 3: <i>Les moments fléchissant et effort tranchant.</i> | 105 |
| Tableau V 4: Les moments fléchissant et effort tranchant. | 107 |
| Tableau V 5: Ferraillage de la poutre palier. | 112 |
| | |
| Tableau VI 1: Les efforts maximums et les moments correspondants. | 122 |
| Tableau VI 2: Ferraillage des poteaux. | 122 |
| Tableau VI 3: Les moments maximums (en travée et en appui). | 126 |
| Tableau VI 4 : Ferraillage des poutres principales. | 130 |
| Tableau VI 5: Les moments maximums (en travée et en appui). | 131 |
| Tableau VI 6 : Ferraillage des chainages | 131 |
| Tableau VI 7: Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant. | 134 |
| | |
| Tableau VII 1 : Les moments fléchissant. | 151 |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure I 1: Diagramme contraintes – déformations de béton à l’ELU. | 6 |
| Figure I 2 : Diagrammes déformations –contraintes de béton..... | 8 |
| Figure I 3 : Diagramme contrainte déformation d’acier..... | 10 |
| Figure I 4 : Diagramme des déformations limitent de la section..... | 12 |
| | |
| Figure II 1: Coupe verticale du plancher en corps creux..... | 14 |
| Figure II 2: Section de la poutrelle..... | 16 |
| Figure II 3: Schéma d'escalier | 20 |
| Figure II 4: Schéma présentatif de la longueur de la paillasse | 21 |
| Figure II 5: coupe de voile en plan..... | 23 |
| Figure II 6: Section du poteau plus le sollicité..... | 24 |
| | |
| Figure III 1: Plancher à corps creux. | 32 |
| Figure III 2 : Diagramme des moments fléchissant ELU..... | 41 |
| Figure III 3 : Diagramme des efforts tranchants ELU..... | 41 |
| Figure III 4 : Diagramme des efforts tranchants ELS. | 44 |
| Figure III 5 : Diagramme des moments fléchissant ELS..... | 44 |
| Figure III 6 : Diagramme des moments à ELU pour type1 terrasse..... | 44 |
| Figure III 7: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type1 terrasse..... | 44 |
| Figure III 8: Diagramme des moments à ELS pour type1 terrasse..... | 44 |
| Figure III 9: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 1 terrasse | 44 |
| Figure III 10: Diagramme des moments à ELU pour type 2 étage..... | 45 |
| Figure III 11 : Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 2 étage..... | 45 |
| Figure III 12: Diagramme des moments à ELS pour type 2 étage | 45 |
| Figure III 13: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 2 étage..... | 45 |
| Figure III 14: Diagramme des moments à ELU pour type 3 terrasse. | 46 |
| Figure III 15: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type3 terrasse..... | 46 |
| Figure III 16: Diagramme des moments à ELS pour type 3 terrasse..... | 46 |
| Figure III 17: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 3 terrasse | 46 |
| Figure III 18: Diagramme des moments à ELU pour type 4 étage | 47 |
| Figure III 19: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 4 étage..... | 47 |
| Figure III 20: Diagramme des moments à ELS pour type 4 étage | 47 |
| Figure III 21: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 4 étage..... | 47 |
| Figure III 22: Diagramme des moments à ELU pour type 5 terrasse..... | 48 |
| Figure III 23: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 5 terrasse..... | 48 |
| Figure III 24: Diagramme des moments à ELS pour type 5 terrasse..... | 48 |
| Figure III 25: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 5 terrasse | 48 |
| Figure III 26: Diagramme des moments à ELU pour type 6 étage..... | 49 |
| Figure III 27: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 6 étage..... | 49 |
| Figure III 28: Diagramme des moments à ELS pour type 6 étage. | 49 |
| Figure III 29: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 6 étage..... | 49 |

| | |
|---|-----|
| Figure III 30: Ferrailage de la poutrelle. | 52 |
| Figure III.31: Schéma de ferrailage de la dalle de compression. | 57 |
| | |
| Figure IV 1 :Limites des décrochements en plan | 64 |
| Figure IV 2 :Limites des décrochement en èlèvement | 65 |
| Figure IV 3 : MODE1, Translation selon XX C.V..... | 70 |
| Figure IV 4 : MODE2 , Translation selon YY C.V..... | 71 |
| Figure IV 5 :MODE 3, Torsion selon Z C.V..... | 71 |
| | |
| Figure V.1: Schéma d'acrotère..... | 80 |
| Figure V 2: Dessin de ferrailage. | 87 |
| Figure V 3 : Schéma descriptif d'un Ascenseur | 88 |
| Figure V 4 : Schéma de ferrailage des poutres palier..... | 112 |
| Figure V 5 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres | 113 |
| | |
| Figure VI 1 :Les différents types des poteaux..... | 114 |
| Figure VI 2 :Schémas de ferrailage des Poteaux..... | 123 |
| Figure VI 3 : Schéma de ferrailage des poutres principales. | 130 |
| Figure VI 4 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres. | 131 |
| Figure VI 5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire. | 132 |
| Figure VI 6 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres. | 132 |
| Figure VI 7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage..... | 133 |
| Figure VI 8: Schéma d'un voile plein. | 134 |
| Figure VI 9 : Les dimensions du voiles | 134 |
| Figure VI 10 : Schéma de ferrailage du voile. | 137 |
| Figure VI 11 : Schéma de ferrailage du voile 3D..... | 137 |
| Figure VI 12: La poussée de la terre sur les voiles du périphérique. | 139 |
| | |
| Figure VII 1 : Différents éléments de fondations. | 145 |
| Figure VII 2: Vue d'une semelle isolée..... | 147 |
| Figure VII 3: Semelle filante. | 148 |
| Figure VII 4: Radier générale..... | 149 |
| Figure VII 5 : Schéma de ferrailage des nervures de radier. | 158 |

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Construire des bâtiments c'est concevoir puis réaliser des enveloppes abritant des activités humaines dans les meilleures conditions de confort et de sécurité possibles à moindre coût. L'aspect conception connaît un essor important au cours des dernières années caractérisées par la prolifération d'outils numérique et informatique de plus en plus puissant.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (R.P.A.99/version 2003 pour l'Algérie).

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le programme académique de génie civil, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multi fonctionnel(R+9+une terrasse inaccessible un sous sol).Il regroupe à la fois locaux, bureaux et logement d'habitation, contreventé par un système mixte (portique voiles).

Afin de cerner notre étude, nous avons divisé le travail en plusieurs chapitres, Les premiers chapitres traitent de la conception, le pré dimensionnement ainsi que du calcul des éléments secondaires.

Ensuite une étude sismique suivie par un chapitre de calcul des éléments porteurs puis une étude concernant l'infrastructure et en fin on termine par une conclusion générale.

Les différentes étapes de calcul ont été minutieusement décrites dans ce document. Ces calculs ont été menés conformément aux règles en vigueur en Algérie (B.A.E.L.91 et R.P.A99 version2003) et pour la modélisation du bâtiment on utilise un logiciel de calcul (Sap 2000/v14.2.0)

Chapitre I :

Généralité

I. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1 : Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+09+une terrasse inaccessible+ sous-sol) implanté à **AIN TEMOUCHENT**. Cette structure est destinée pour l'usage d'habitation. Elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage se situe à Ain t'émouchent, qui est représentée, d'après la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la **zone IIA** (zone de moyenne sismicité).

I.2.Caractéristique de la structure

I.2.1. Caractéristiques géométriques

- Largeur en plan.....**26.15m.**
- Longueur en plan.....**20.20m.**
- Hauteur totale du bâtiment.....**33.66m.**
- Hauteur du sous-sol.....**3.06 m.**
- Hauteur du RDC.....**3.06m.**
- Hauteur des étages courants..... **3.06m.**

I.2.2. Données de site

- Le sol de notre site est de catégorie **S3**.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,6$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations : **D=2.00 m**

I.2.3 : Description structurale

- **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

- **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

- **Les maçonneries** :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

- **Balcons** :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

- **L'infrastructure** :

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.

- Limitation des tassements différentiels

I.2.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. Le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa** ; l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ RPA99 /version 2003.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2. Charges permanentes et charges d'exploitations
- ✓ BAEL91/version 99.

I.4 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.5. Caractéristique des matériaux

I.5.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de Ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (Adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

I.5.2. Ciment

Le ciment est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

I.5.3. Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

b.1. Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2. Gravier

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.4. Eau de gâchage

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

Tableau I 1 : Dosage et composition du béton.

| Composants | Gravies 5/25 | Sable 0/5 | Ciment | Eau |
|------------|--------------|-----------|--------|------|
| Volume | 800 L | 400L | 8 sacs | 180L |
| Poids (kg) | 1200 | 600 | 400 | 180 |

I.6. Résistance du béton

I.6.1. Résistance du béton à la compression : (CBA.93 [ART 2.1.1.1] p5)

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours est mesurée en écrasant par compression axiale des révolutions de 200 cm² de section et une hauteur h = 32 cm.

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (Kg/m³) elle est notée : $f_{c28} = 25MPa$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40MPa$$

I.6.2. Résistance à la traction : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

Elle est représentée par f_{t28} , elle peut être déterminée par plusieurs essais:

- ✓ Traction directe.
- ✓ Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton a «j» jour est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Donc, on a : $f_{c28} = 25MPa$

$$\Rightarrow f_{t28} = 2,1MPa$$

I.7. Les contraintes limites

En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

I.7.1. Etat limite ultime: (CBA 93 [ART 4.3.4.1])

La contrainte ultime du béton en compression:

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Combinaisons courantes.} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Combinaisons accidentelles.} \\ \theta = 1 \rightarrow \text{durée} > 24h \\ \theta = 0,9 \rightarrow 1h < \text{durée} < 24h \\ \theta = 0,85 \rightarrow \text{durée} < 1h \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14,17 MPa$$

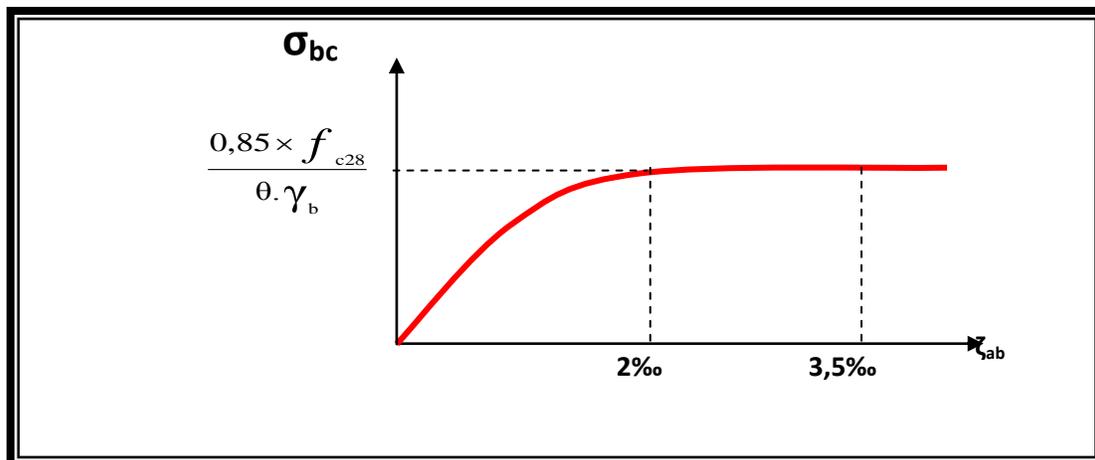


Figure I 1: Diagramme contraintes – déformations de béton à l'ELU.

I.7.2. Etat limite de service: (CBA 93 [ART 5.1.4])

La contrainte limite de service est:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

I.7.3. Contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1])

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_o \times d}$$

Avec :

v_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailé.

b_o =largeur de la section.

d =hauteur utile de la poutre

On vérifier par suite que:

Si la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5MPa$$

- **Module de déformation longitudinale**

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

- **Module de déformation longitudinale instantanée : (CBA 93[ART 2.1.2.1])**

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \times^3 \sqrt{f_{cj}}$$

- **Module de déformation longitudinale différée : (CBA 93 [ART 2.1.2.2])**

Pour des charges de longue durée d'application:

$$E_{vj} = 3700 \times^3 \sqrt{f_{cj}}$$

pour : $f_{c28} = 25MPa$

On a :
$$\begin{cases} E_{ij} = 32164,19MPa \\ E_{vj} = 10818,86MPa \end{cases}$$

I.7.4. Coefficient de poisson: (CBA 93 [ART 2.1.3] P8)

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\mu = 0$ Aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\mu = 0,2$ Aux états limites de services (béton non fissuré).

I.7.4. Diagrammes déformations –contraintes de béton : (CBA 93 [ART 4.3.4])

On distingue :

- Le diagramme « parabole rectangle ».
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.

Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

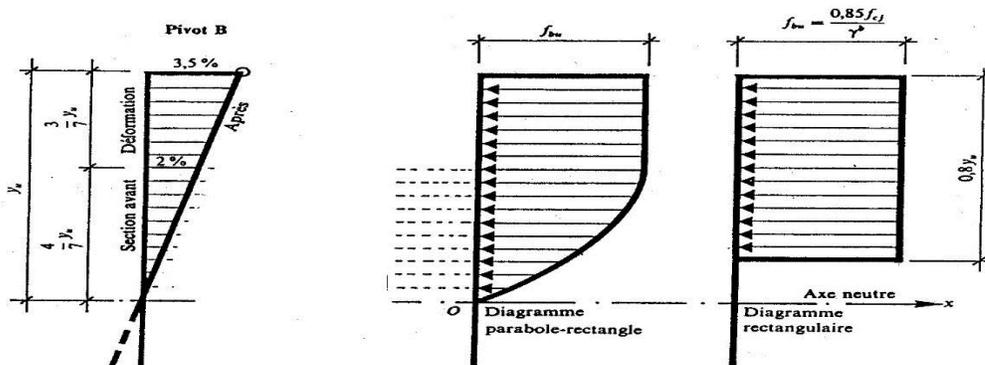


Figure I 2 : Diagrammes déformations –contraintes de béton.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton a j jours

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : Contrainte de calcul

Le coefficient θ prend les valeurs :

1 pour une durée d'application des charges > 24h

0,9 Pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$

0,85 Si durée < 1h

I.7.5. Retrait : (CBA 93 [ART 2.1.2.2])

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite **Retrait**.

I.7.6. Fluage: (CBA 93 [ART 2.1.2.2] P8)

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

I.8. Acier:

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. 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 on utilisé les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel $FeE215$, $FeE235$
- Acier à haute adhérence $FeE400$, $FeE500$
- Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ 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 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.8.1. Les Contraintes limites

- **Etat limite ultime**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte -déformation de cette figure.

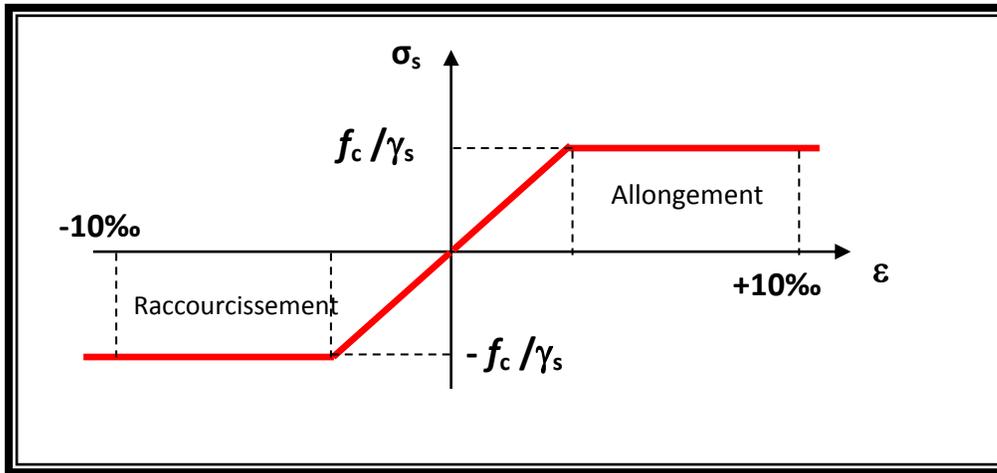


Figure I 3 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité

Parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle

- **Etat limite de service : (CBA 93 [ART 4.5.3.3])... CBA 93 [ART 4.5.3.4])**

$$\text{E.L.S : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Cas de fissuration peut préjudiciable } \bar{\sigma}_s \leq f_e \rightarrow \text{pas de limitation} \\ \text{Cas de fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \\ \text{Cas de fissuration très préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \end{array} \right.$$

- Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \text{coefficient de fissuration.} \\ \eta = 1 \rightarrow \text{pour rondes lisses} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{pour acier HA} \end{array} \right.$

Et :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

I.8.2. Poids volumique

- ✓ Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{KN} / \text{m}^3$
- ✓ Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{KN} / \text{m}^3$
- ✓ Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{KN} / \text{m}^3$

I.9. Méthodes de calcul

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le RPA :

I.9.1. Méthode statique équivalente

Seuls les coefficients **D** et **R** (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

I.9.2. Méthode dynamique modale spectrale

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

I.10. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

▪ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

▪ Etat limite de service

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort de séisme

I.11. Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25MPa$
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1MPa$
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818,86MPa$
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,19MPa$
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le : « $f_e.E.400$ » H.A $f_e = 400MPa$
 - transversales : on a choisi le : « $f_e.E.235$ » R.L
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : « $f_e.E.500$ » H.A $f_e = 500MPa$.

I.12. Règle des trois pivots : (BAEL 91 REVISEE 99)

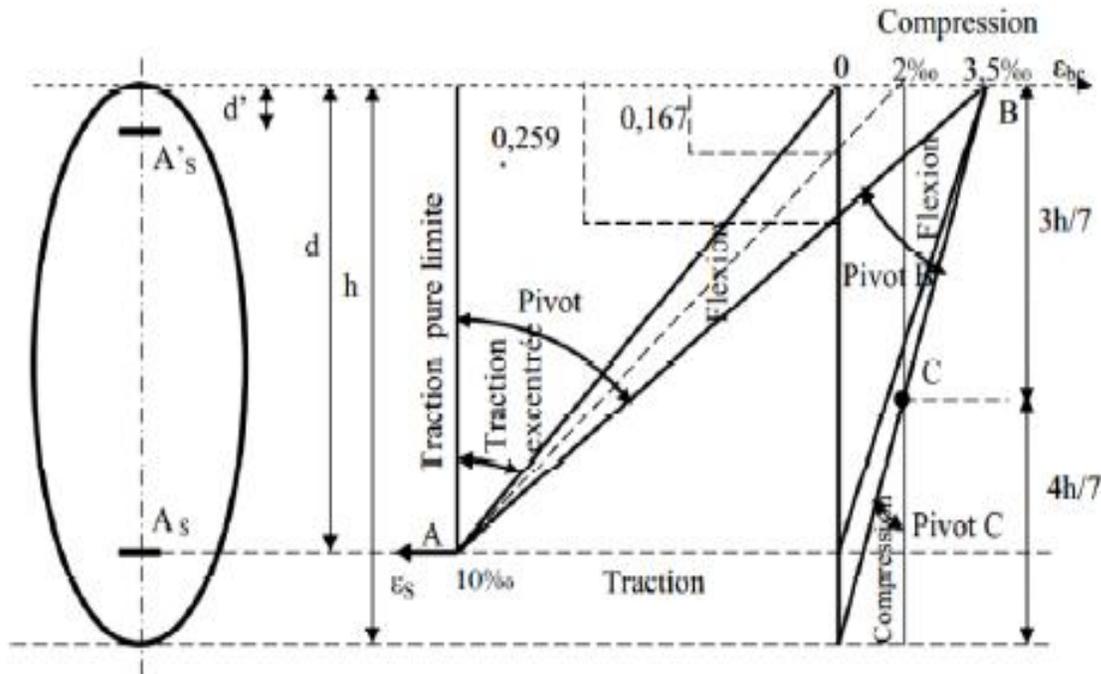


Figure I 4 : Diagramme des déformations limitent de la section.

I.12.1. Analyse du diagramme des trois pivots

- **Traction simple**

Limite aa' ; Béton entièrement tendue; Flexion simple ou composé ; Acier tendue

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}.$$

Béton partiellement comprimé : $0 \leq \varepsilon_s \leq 10 \text{‰}$

- **Compression simple**

Soit la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation si on flexion composé.

Pivot A :

Allongement de l'acier le plus tendu $\varepsilon_s = 10\text{‰}$

Pivot B :

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée; $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$

Pivot C :

Raccourcissement de la fibre de béton a la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimé $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

En résumé :

- **Pivot A :** Traction simple ou à la flexion simple ou composée, avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B :** Flexion simple ou composée avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C :** Flexion composée ou à la compression simple.

CHAPITRE 2

Pré-dimensionnement et Descente des charges

II.1. Introduction

Le Pré dimensionnement permet de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats basées sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage ne sont pas définitifs, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les normes techniques et les conditions de résistance.

II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers présentent un élément infiniment rigide dans la structure, Leur épaisseur dépend des conditions d'utilisation et de résistance.

Au niveau de tous les étages de notre structure on utilise corps creux

Les planchers creux sont composés d'un ensemble de hourdis et des poutrelles associées d'une dalle de compression, l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{l}{20} \leq h \leq \frac{l}{25}$$

Avec: le plus grande portée dans le sens considéré

$$\frac{325}{20} \leq h \leq \frac{325}{25}$$

$$16.25 \leq h \leq 13$$

On prend: **h=21cm**

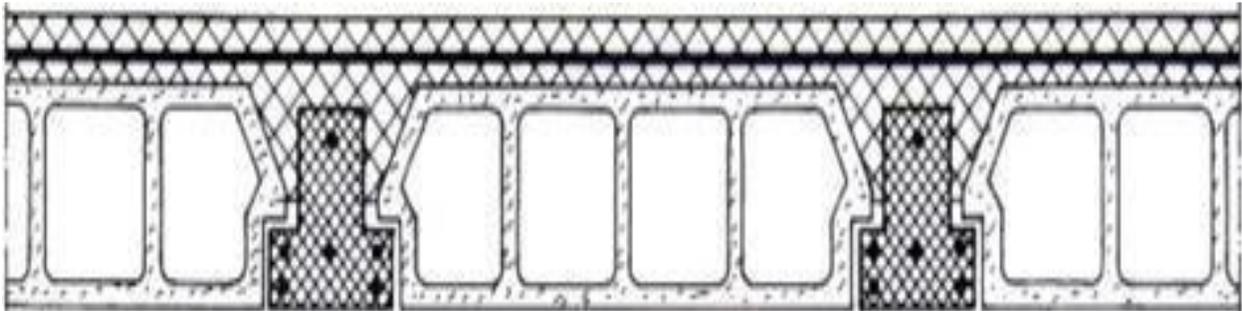


Figure II 1: Coupe verticale du plancher en corps creux.

Condition d'isolation thermique :

$$h_{\min} \geq 16 \text{ cm}$$

D'où on a : $h=21 > 16$ Condition vérifiée

Soit $h_t = 21 \text{ cm}$

Donc : 16 cm pour le corps creux (hourdis) $h = (16+5) \text{ cm}$.
 5 cm pour la dalle de compression $h_0 = 5 \text{ cm}$

Dimension Poutrelle

Les poutrelles disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales travaillent comme une section en T, et leur disposition se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité

Détermination b_0 :

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$$

$$0,4 \times (21) \leq b_0 \leq 0,8 \times 21$$

$$8,4 \leq b_0 \leq 16,8$$

On prend $b_0 = 12 \text{ cm}$

Détermination longueur de table de compression b:

On a : $b = 2b_1 + b_0$

L_1 : distance entre-axes de deux poutrelles successives ($L_1 = 65 \text{ cm}$) ($50 \geq L_1 \geq 80 \text{ cm}$)

l : longueur du plus grand travée ($l = 325 \text{ cm}$)

b_0 : largeur de Nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

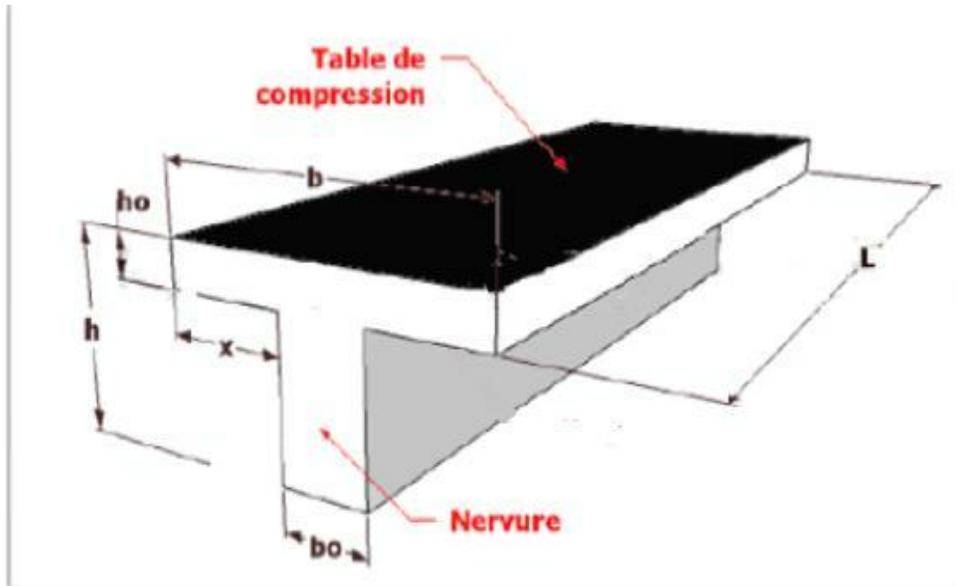


Figure II 2: Section de la poutrelle.

Donc:

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \text{Min} \begin{cases} \frac{L_1-b_0}{2} \\ \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

$$b_1 = \text{min} (26.5, 47)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \quad b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

Les poutrelles étudiées auront les dimensions suivantes

- Largeur de la poutrelle $b=65\text{cm}$
- Largeur de l'âme $b_0 =12 \text{ cm}$
- Hauteur de la section $h_t=21 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle de compression $h_0=5 \text{ cm}$

II.2.2. Plancher en dalle plein

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$\rho = \frac{3,05}{4,7} = 0,64 > 0,4 \text{ la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$e \geq \frac{L_x}{40}$$

$$e \geq \frac{305}{40}$$

$$e \geq 7.62$$

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

II.2.3. Pré dimensionnement de La dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

$l_y=2.10\text{m}$ longueur de la dalle

$l_x=2.50\text{ m}$ largeur de la dalle *On doit vérifier 2 conditions :*

a) Résistance à la flexion $\frac{L}{50} \geq e \geq \frac{L}{40}$

Donc :

$$\frac{210}{50} \geq e \geq \frac{210}{40}$$

$$5.25 \geq e \geq 4.2$$

b) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que : $e_{\min}=25\text{ cm}$

On prend : $e=25\text{cm}$.

II.2.4. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres étant des éléments horizontaux porteurs en béton armé qui transmet les charges aux poteaux. Le Redimensionnement en satisfaisant aux conditions suivantes

- A. Critère de rigidité donnée par le CBA 93
- B. Vérification du R.P.A 99/version 2003

II.2.4.1. Les poutres principales

Elle est placée en général en position horizontale pour recevoir les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. D'après les règles de CBA 93 on a :

$$\frac{L_{\max}}{10} \geq \frac{L_{\max}}{15} \Rightarrow \frac{470}{10} \geq \frac{470}{15}$$

$$47 \geq h \geq 31,33$$

$$h=40 \text{ cm}$$

Après on déduire b :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad 12 \leq b \leq 28h \quad b=30 \text{ cm}$$

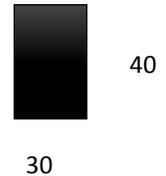
Les vérifications

Par ailleurs, selon le RPA99version 2003 elles doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h/b < 4 \quad 1.33 < 4 \quad \text{Condition Vérifiée}$$



II.2.4.2. Poutres secondaires (chainage)

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. D'après les règles de CBA 93, les dimensions des poutres est données par les formules suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{10} \geq \frac{L_{\max}}{15} \Rightarrow \frac{325}{10} \geq \frac{325}{15}$$

$$32,5 \geq h \geq 21,6 \quad h = 30 \text{ cm}$$

Après on déduire b

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad 09 \leq b \leq 21 \quad b = 30$$

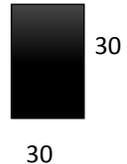
Les vérifications

Par ailleurs, selon le RPA99 version 2003 elles doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$h/b < 4 \quad 1.16 < 4 \quad \text{Condition Vérifiée.}$$



II.2.5. Pré-dimensionnement des escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches,

Permettant d'accéder à un Niveau supérieur ou inférieur selon la disposition.

II.2.5.1. Éléments d'escalier

Ligne de foulée : Sens ou trajectoire théorique suivit par une personne traversant l'escalier.

Cage d'escalier : espace duquel est placé l'escalier, limité par des murs.

Palier inter-médire / d'arrivée : Plateforme placé a l'extrémité d'une volée.

Emmarchement : Largeur entre mur de l'escalier.

Marche : élément principale de l'escalier, c'est la surface ou l'on met son pied, une marche à un giron et deux contremarches.

Giron : Longueur Horizontale d'une marche.

Contremarche : Longueur verticale d'une marche.

Volée : ensemble des marches d'un escalier.

Paillasse : c'est une dalle en pente intégrant les marches d'une volée.

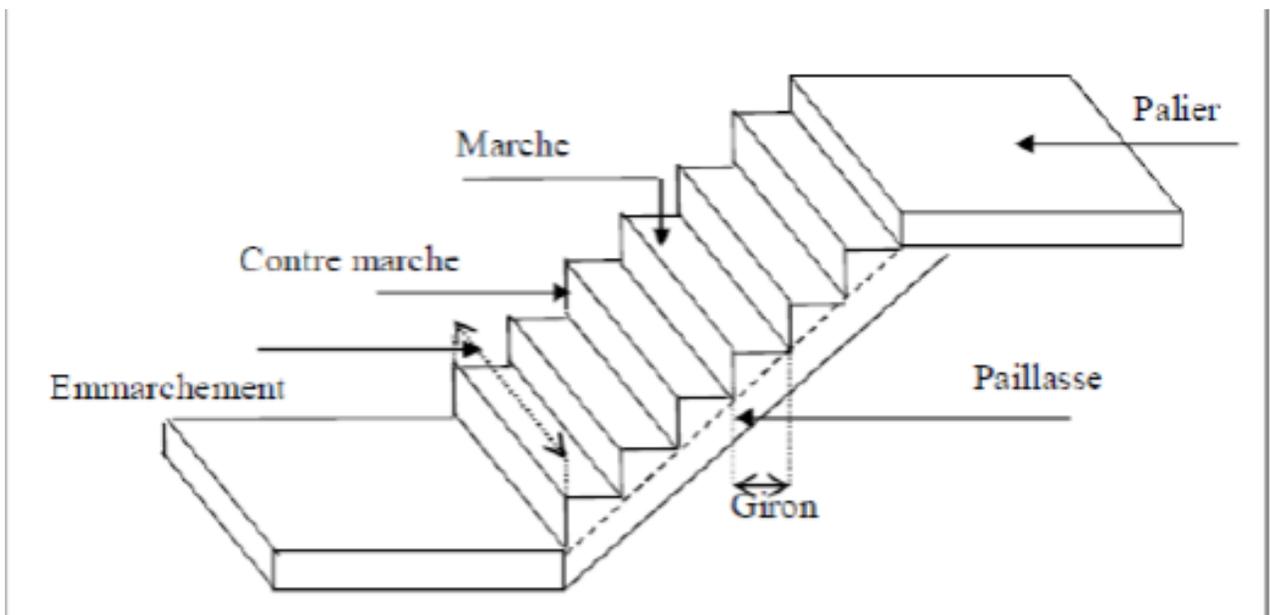


Figure II 3: Schéma d'escalier.

D'après la formule de blondel :

$$60 \leq 2h + g \leq 66$$

$$\Rightarrow 15 \leq h \leq 18$$

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

Nombre de marche/contremarche :

$$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow n-1 = \frac{L}{g}$$

$$n - 1 = \frac{2,40}{0,30} = 8 \Rightarrow 8 \text{ marche et } n = 9 \text{ contremarche « pour volée 1;2 »}$$

Hauteur d'escalier :

Nous avons 2 voilées identique

$$H_{1-2} = \frac{H_{\text{etage}}}{2}$$

$$H_{1-2} = \frac{3,06}{2}$$

$$H_{1-2} = 1,53m$$

L'angle de la pailleasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1,53}{2,4} = 32,52^\circ$$

II.2.5.2. Epaisseur de la pailleasse

$$\frac{L_{ps}}{30} \leq er \leq \frac{L_{ps}}{20}$$

L_{ps} : Longueur du pailleasse :

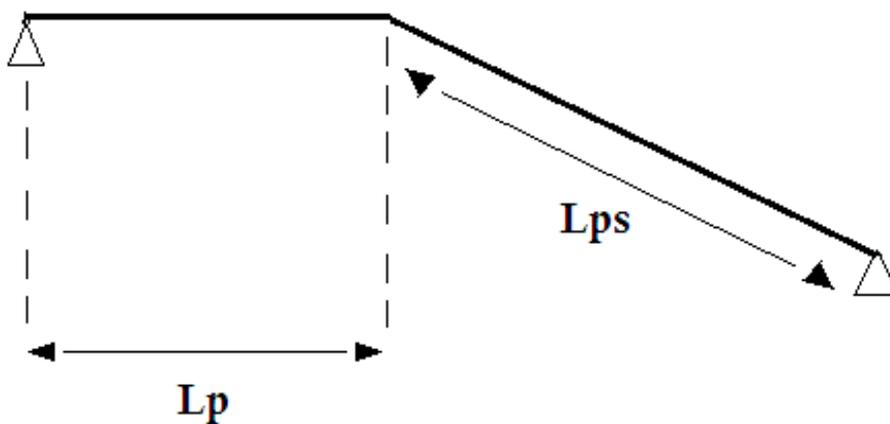


Figure II 4: Schéma présentatif de la longueur de la pailleasse

Avec:

$$\cos(\alpha) = \frac{L}{L_{ps}}$$

$$L_{ps} = \frac{L}{\cos(\alpha)}$$

$$L_{ps} = \frac{2,4}{\cos(32,52)} = 2,85m$$

Donc :

$$\frac{2,85}{30} \leq e \leq \frac{2,85}{20} \qquad 0.095 \leq e \leq 0.14$$

Le résultat obtenu s'avérant insuffisant. d'après le RPA99v2003, la valeur de la paillasse à prendre en compte est: $e = 15 \text{ cm}$

II.2.5.3. Epaisseur du palier de repos

L'épaisseur dépend de L

Alors $L=1,4 \text{ m}$

$$\frac{1,4}{30} \leq e \leq \frac{1,4}{20} \qquad 0.04 \leq e \leq 0.07$$

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

II.2. 6. Pré dimensionnement les voiles

Les voiles sont éléments principaux porteurs réalisés en béton armé ou en béton sont très répondeur pour transmission des charges verticales. Ayant épaisseur minimale de 15cm de terminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

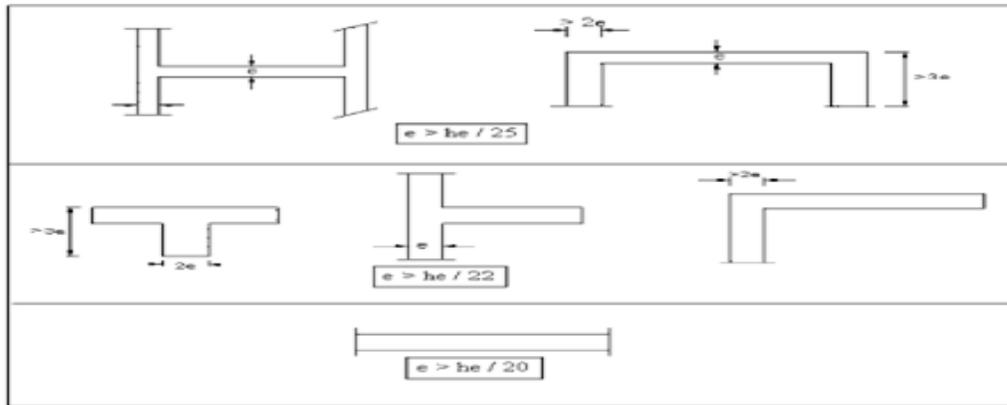


Figure II 5: Coupe de voile en plan.

$$a \geq \max \left(h_e / 25; h_e / 22 ; h_e / 20 \right)$$

$$\text{Donc : } a \geq \frac{h_e}{22}$$

Avec : h_0 : hauteur d'étage

$$\text{On a : } h_e = h_0 - h_{pp}$$

$$\begin{cases} a \geq \frac{h_e}{22} & a : \text{épaisseur des voiles} \\ l \geq 4a & l : \text{Longueur du voile} \end{cases}$$

Étage courant: $h_0 = 306\text{cm}$

$$\begin{cases} a \geq \frac{306 - 30}{22} = 12,54 & a = 15\text{cm} \\ l \geq 4 \times 15 & l = 60\text{cm} \end{cases}$$

II.2.7. Pré dimensionnement les poteaux

Le poteau plus sollicité c'est poteau plus défavorable qui support la sollicitation maximum du charge et surcharge, leur surface est égale:

- $S = (2.52 + 2.22) \times (1.7 + 1.7)$

$$S = 16.116\text{m}^2$$

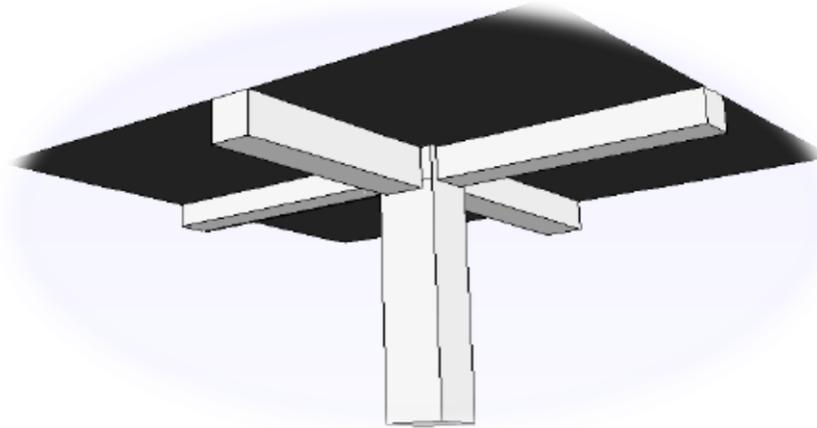


Figure II 6: Section du poteau plus le sollicité.

On suppose une charge moyenne $Q=1t/m^2$

n : le nombre d'étage (poteau sous-sol $n=11$)

On a:

$$N = Q \cdot S \cdot n$$

$$N = 1 \cdot 16.116 \cdot 11 = 177.276t$$

$$N = 1.772 \text{ MN}$$

Redimensionnement selon les règles du CBA93

Calcule section réduite B_r .

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{cb}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s \times F_e}{B_r \times \gamma_s}}$$

$f_{c28}=25\text{Mpa}$ Contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28}= 25 \text{ MPa}$)

$\theta = 1$ Facteur de durée d'application des charges (Charge >24h)

$\gamma_b = 1.5$ Coefficient de sécurité du béton tel que ($\gamma_b = 1,5$ situation durable)

F_e : contrainte limite élastique des aciers (en prend $F_e = 400 \text{ MPa}$)

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

On a :

- β : coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique du poteau

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \Rightarrow \beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \beta = 0.6 (50/\lambda)^2$$

λ : L'élanement du poteau considéré

$$\beta = 1 + 0.2(35/35)^2 = 1.2 \quad (\text{On prend : } \lambda = 35 \text{ pour un compression centrée})$$

- Pourcentage minimale des armatures est de 0,8% en zone **IIa** : $\frac{A_s}{B_r} = 1\%$

B : aire total de la section du poteau A_s : section d'acier minimale

$$\text{Donc : } B_r \geq \frac{1,2 \times 1,772}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{400}{100 \times 1,5}} = 0,118 \approx 0,12 \text{ m}^2$$

$$B_r \geq 0,12 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a-0,02) \times (a-0,02) \geq 0,12$$

Puisque Poteaux carrée ($a=b$)

$$B_r = (a-0,02)^2 \geq 0,12$$

$$a-b = \sqrt{0,12} + 0,02 = 0,36$$

$$a=b=40 \text{ cm}$$

Donc un poteau de (45 x 45) cm²

Calcul de section suivant RPA99

$$V = \frac{N_u}{B \times F_{c28}} \leq 0,3$$

Pour poteau se sous-sol $n=11$

$$\text{Section du poteau } B \geq \frac{1,772}{0,3 \times 25} = 0,236 \text{ m}^2$$

$$B = a \times b = a^2$$

$$a = \sqrt{B} = \sqrt{0,236} = 0,486 \text{ m}$$

$$a=b=50 \text{ cm}$$

Poteau sous-sol est de (50x50) cm²

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 Art(7.4.1)

On à la zone II.a

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (a, b) \geq 25 \Rightarrow \text{min} (50, 50) = 50 > 25 \text{ C.V} \\ \text{Min} (a, b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{min} (50, 50) = 50 \geq \text{C.V} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4 \Rightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

Vérification du poteau au flambement

Critère de stabilité

Calcul de l'élanement $\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$

l_f : longueur de flambement

$k=0.7$ cas plusieurs étage

$H_0=3.06$ la hauteur d'étage

$$l_f = K.H_0 = 0,7 \times 3.06 = 214.2 \text{ m}$$

➤ Rayon de giration i_x, i_y

Calcul moment d'inertie:

$$I_x = I_y = \frac{a.b^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a.b}} = \sqrt{\frac{520833.33}{50 \times 50}} = 14.43 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{214.2}{14.43} = 14.84 \leq 50 \quad \text{flambement est vérifié}$$

Tableau II 1 : Récapitulatif des sections des poteaux.

| Etage | N_{br} | N_u (Mpa) | B_r (cm ²) | $a \geq$ | B_c (m ²) | $a \geq$ | a (m) | I_x | $i_x=$ | H_o | $L_f=0,7H_o$ | λ | |
|----------|----------|----------------|-----------------------------|----------|----------------------------|----------|------------|--------|--------|-------|--------------|-----------|-----|
| sous-sol | 11 | 1.772 | 0,12 | 0,366 | 0,236 | 0,486 | 50 | 520833 | 14,43 | 306 | 214,2 | 14,840 | C.V |
| RDC | 10 | 1.611 | 0,11 | 0,352 | 0,214 | 0,462 | 50 | 520833 | 14,43 | 306 | 214,2 | 14,840 | C.V |
| Etage 1 | 9 | 1.450 | 0,10 | 0,336 | 0,193 | 0,439 | 50 | 520833 | 14,43 | 306 | 214,2 | 14,840 | C.V |
| Etage 2 | 8 | 1.289 | 0,09 | 0,320 | 0,171 | 0,414 | 45 | 341719 | 12,99 | 306 | 214,2 | 16,489 | C.V |
| Etage 3 | 7 | 1.128 | 0,08 | 0,302 | 0,150 | 0,387 | 45 | 341719 | 12,99 | 306 | 214,2 | 16,489 | C.V |
| Etage 4 | 6 | 0.967 | 0,06 | 0,265 | 0,129 | 0,361 | 40 | 213333 | 11,55 | 306 | 214,2 | 18,550 | C.V |
| Etage 5 | 5 | 0.805 | 0,05 | 0,250 | 0,106 | 0,326 | 40 | 213333 | 11,55 | 306 | 214,2 | 18,550 | C.V |
| Etage 6 | 4 | 0.644 | 0,04 | 0,224 | 0,085 | 0,293 | 35 | 125052 | 10,10 | 306 | 214,2 | 21,207 | C.V |
| Etage 7 | 3 | 0.483 | 0,03 | 0,199 | 0,064 | 0,250 | 35 | 125052 | 10,10 | 306 | 214,2 | 21,207 | C.V |
| Etage 8 | 2 | 0.322 | 0,02 | 0,166 | 0,042 | 0,207 | 30 | 67500 | 8,66 | 306 | 214,2 | 24,734 | C.V |
| Etage 9 | 1 | 0.161 | 0,01 | 0,123 | 0,021 | 0,146 | 30 | 67500 | 8,66 | 306 | 214,2 | 24,734 | C.V |

Tableau II 2: Récapitulatif des sections des poteaux.

| Eléments | Poteau (cm ²) |
|------------|---------------------------|
| Sous-sol | (50*50) |
| RDC+etage1 | (50*50) |
| Etage 2-3 | (45*45) |
| Etage 4-5 | (40*40) |
| Etage 6-7 | (35*35) |
| Etage 8-9 | (30*30) |

II.3. Descente des charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, la distribution des charges et surcharges d'élément du structure s'avèrent nécessaire. et les paramètres considère pour évaluation de la plus charges revenant sont:

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère)

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible et est réalisée en dalle en corps creux surmontée de plusieurs

Tableau II 3 : Descente des charges plancher terrasse (inaccessible).

| Eléments | | Poids volumique ρ (KN /m ³) | Epaisseur e (m) | Charge G (KN /m ²) |
|----------|---------------------------|---|--------------------|-----------------------------------|
| 1 | Protection en gravillon | 17 | 0.05 | 0.85 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 6 | 0.02 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente | 22 | 0.1 | 2.2 |
| 4 | Isolation thermique | 4 | 0.04 | 0.16 |
| 5 | Dalle en corps creux 16+5 | / | 0.2 | 2.8 |
| 6 | Enduit plâtre 2 | 10 | 0.02 | 0.2 |

La charge permanente G =6.33KN/m²

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) Q =1 KN/m²

II.3.2. Plancher étage courant

Tableau II 4: Descente des charges Plancher étage courant.

| Eléments | | Poids volumique ρ (KN /m ³) | Epaisseur e (m) | Charge G (KN /m ²) |
|----------|----------------------------|---|--------------------|-----------------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.03 | 0.6 |
| 3 | Dalle en corps creux | 18 | / | 2.8 |
| 4 | Induit plâtre | 10 | 0.02 | 0.2 |
| 5 | Cloison séparation interne | 10 | 0.1 | 1 |

La charge permanente $G = 5.04$ KN/m²

La charge d'exploitation $Q=1.5$ KN/m² .

II.3.3 Plancher en dalle pleine

Tableau II 5 : Descente des charges Plancher en dalle pleine (Balcon).

| Eléments | | Poids volumique ρ (KN /m ³) | Epaisseur e (m) | Charge G (KN /m ²) |
|----------|----------------------------|---|--------------------|-----------------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0.03 | 0.6 |
| 3 | Dalle pleine 15 | 25 | 0.15 | 3.75 |
| 4 | Induit plâtre | 10 | 0.02 | 0.2 |
| 5 | Cloison séparation interne | 10 | 0.1 | 1 |

La charge permanente $G = 5.99$ KN/m²

La charge d'exploitation $Q=2.5$ KN/m²

II.3.4. Les murs

II.3.4. 1.Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II 6: Descente des charges du mur intérieur.

| Eléments | | Poids volumique ρ (KN /m ³) | Epaisseur e (m) | Charge G(KN /m ²) |
|----------|---------------------------|---|--------------------|----------------------------------|
| 1 | Mortier de ciment mur ext | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 2 | Brique creux | 9 | 0.1 | 0.9 |
| 3 | Mortier de ciment mur int | 20 | 0.02 | 0.4 |

$$G=1,7$$

II.3.4.2. Mur extérieur (double cloison)

Tableau II 7: Descente des charges du mur extérieur.

| Eléments | | Poids volumique ρ (KN /m ³) | Epaisseur e (m) | Charge G (KN /m ²) |
|----------|---------------------------|---|--------------------|-----------------------------------|
| 1 | Mortier de ciment mur ext | 20 | 0.02 | 0.4 |
| 2 | Brique creux | 9 | 0.15 | 1.35 |
| 3 | Brique creux | 9 | 0.1 | 0.9 |
| 4 | Mortier de ciment mur int | 20 | 0.02 | 0.4 |

$$G=3.05$$

S'il y a des ouvertures dans les murs il faut donc adopter les coefficients selon le pourcentage d'ouvertures .

90%G → Mur avec portes

80%G → Mur avec fenêtre

70%G → Mur avec portes et fenêtre

II.3.5. Les escaliers

II.3.5. 1.la paillasse

Tableau II 8: Descente des charges du paillasse.

| Eléments | | Poids volumique ρ (KN /m ³) | Epaisseur e (m) | Charge G(KN /m ²) |
|----------|---------------------------------------|---|--------------------|----------------------------------|
| 1 | Carrelage horizontale | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 2 | Mortier horizontal | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 3 | Carrelage vertical× 0,02.3(0,17-0,02) | 20 | 0.009 | 0.18 |
| 4 | Mortier vertical× 0,02.3 (0,17-0,02) | 20 | 0,009 | 0,18 |
| 5 | marche (0,17.0,3/2).3+(0,05.0,1) /2 | 25 | 0,079 | 1,97 |
| 6 | Paillasse en B,A) | 25 | 0,15 | 3,75 |
| 7 | Enduit en plâtre sous volée | 10 | 0,02 | 0,2 |
| 8 | Garde-corps | / | / | 0,1 |

La charge permanente $G = 7.26 \text{ KN/m}^2$

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

II.3.5.2. Palier de repos

Tableau II 9: Descente des charges du palier de repos.

| Eléments | | Poids volumique ρ (KN /m ³) | Epaisseur e (m) | Charge G(KN /m ²) |
|----------|-------------------------|---|--------------------|----------------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 3 | Poids propre du palier | 25 | 0.15 | 3.75 |
| 4 | Enduit plâtre | 10 | 0.02 | 0.1 |

La charge permanente $G = 4.69 \text{ KN/m}^2$

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

Chapitre III
ETUDE
DES PLANCHERS

III.1. Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. On peut dire qu'ils sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

—————> Nous avons adopté comme plancher pour notre bâtiment :

III.2. Plancher à corps creux

On un plancher en corps creux coulés sur place, avec une dalle de compression de 5cm, supposés être infiniment rigides dans leur plan qui a

Pour avantages :

-Il assure une bonne isolation phonique et thermique.

-Il est plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids totale de la structure.

- le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton
- les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

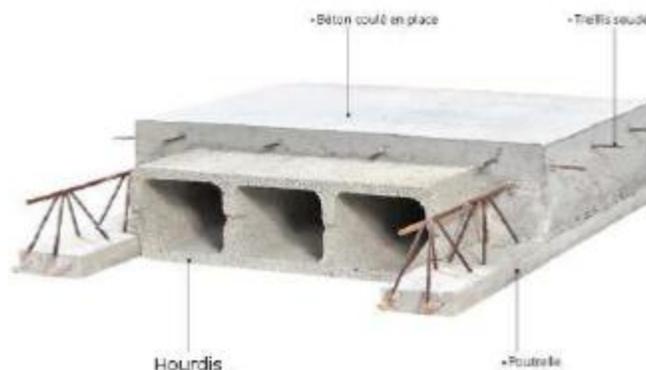


Figure III 1: Plancher à corps creux.

III. 3. Etude planchers

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas: $L_{max} = 3,06m$) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le calcul des poutrelles est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode de Caquot.
3. Méthode des trois moments

-Dans notre cas, nous allons utiliser le logiciel de calcul des structures <<sap 2000>> pour des résultats exactes avec l'avantage de la rapidité, bien sûr en illustrent un exemple par une méthode des méthodes existent .

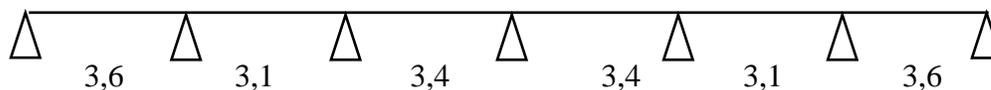
III. 3.1. Types de poutrelles

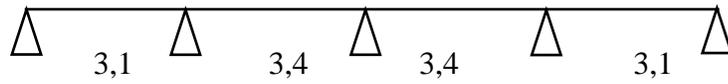
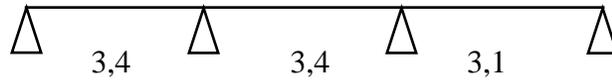
$$\left\{ \begin{array}{l} b = 65cm \\ h_t = 16cm \\ h_0 = 5cm \\ b_0 = 12cm \end{array} \right.$$

Dans notre bâtiment, nous avons plusieurs types de poutrelles, on va prendre en considérations le défavorable pour le ferrailage. cas le plus

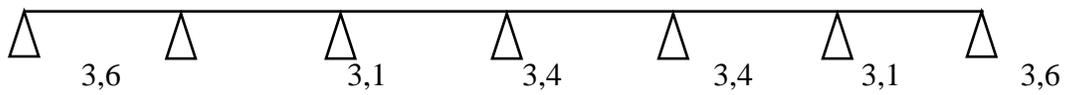
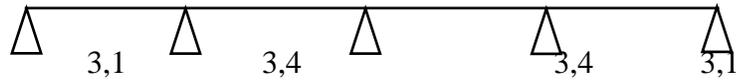
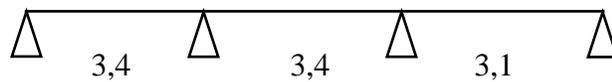
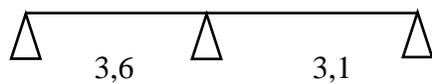
- **Plancher terrasse :**

Type 1 :



Type 2:**Type 3:**

- **Plancher étage :**

Type 1 :**Type 2:****Type 3:****Type 4:**

III. 3.2. Évaluation des charges

Les charges des différents planchers sont représentées comme suit

Tableau III 1 : Les charges des différents planchers.7

| Type de plancher | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | b | Combinaison d'action | |
|--------------------------------|---------------------------|---------------------------|------|----------------------------------|-----------------------|
| | | | | ELU (KN/m) (1,35G+1,5Q)× b | ELS (KN/m) (G+Q)×b |
| Plancher terrasse inaccessible | 6,33 | 1 | 0,65 | 6,52 | 4,76 |
| Plancher étage courant | 5,04 | 1,5 | 0,65 | 5,88 | 4,25 |
| Haut Sous-sol | 5,04 | 1 | 0,65 | 5,39 | 3,92 |

Avant de passer au logiciel **sap2000** , on va calculer par une des méthodes existant ,pour un cas de poutrelle en va utilisé la méthode forfaitaire .

III. 3.3. Méthode de forfaitaire

Selon Le règlement CBA 93 la méthode n'est applicable que si les quatre « 04 » conditions suivantes sont remplies :

- 1) La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2; 2G)$
- 2) Les moments d'inertie sont constants sur toutes les travées
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

- 4) Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Ces quatre conditions sont impératives pour utiliser cette méthode forfaitaire définie ci- après.

III. 3.3.1. Principe de la méthode

Principe de la méthode basé sur le phénomène d'adaptation des poutres en béton armé. On évalue les moments maximaux sur les appuis et en travées en fonction du moment de flexion maximale M_0 de la travée isostatique associée (avec le même chargement).

Les moments fléchissant en travées et sur appuis

Notation des moments en valeurs absolues :

M_0 : moment isostatique (Flexion maximal dans la travée)

M_w : moment sur l'appui de gauche (à l'Ouest).

M_e : moment sur l'appui de droite (à Est).

M_t : moment en travée étudiée.

α : Le rapport de charges d'exploitation « Q » à la somme des charges permanentes « G » et les charges d'exploitation « Q »

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

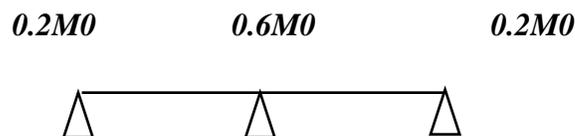
➤ **Les moments des travées doivent vérifier les conditions suivantes :**

-Travée de rive $\left(\max \left[(1+0,3\alpha)M_0, 1,05M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \right); \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right)M_0$

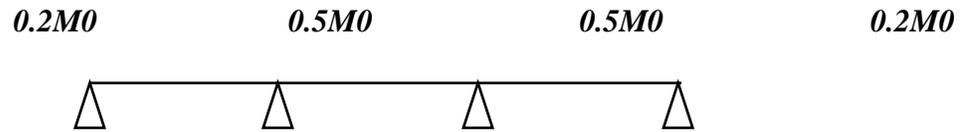
-Travée intermédiaire $M_t \geq \max \left[\left(\max \left[(1+0,3\alpha)M_0, 1,05M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \right); \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right)M_0 \right]$

➤ **Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :**

1) cas de 02 travées :



2) cas de 03 travées :



III. 3.3.2. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- 1) Fissuration peut préjudiciable.....vérifiée .
- 2) Poutre à inerties transversales constantes vérifiées .
- 3) Charge d'exploitation modérée : max (2G;5 KN/m²)

❖ **Plancher (haut sous-sol) :**

$$\begin{cases} Q = 1\text{KN} / \text{m}^2 , G = 5,04\text{KN} / \text{m}^2 \\ Q < 2 \times G \quad \rightarrow 1\text{KN} / \text{m}^2 < 10,08\text{KN} / \text{m}^2 \end{cases} \quad \text{condition vérifier}$$

❖ **Plancher (RDC) et (étage courant) :**

$$\begin{cases} Q = 1\text{KN} / \text{m}^2 , G = 5,04\text{KN} / \text{m}^2 \\ Q < 2 \times G \quad \rightarrow 1\text{KN} / \text{m}^2 < 10,08\text{KN} / \text{m}^2 \end{cases} \quad \text{condition vérifier}$$

❖ **Plancher (Terrasse inaccessible)**

$$\begin{cases} Q = 1\text{KN} / \text{m}^2 , G = 6,33\text{KN} / \text{m}^2 \\ Q < 2 \times G \quad \rightarrow 1\text{KN} / \text{m}^2 < 12,66\text{KN} / \text{m}^2 \end{cases} \quad \text{condition vérifier}$$

Les rapports des portées successives sont compris entre :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad \text{donc on peut appliquer la méthode forfaitaire}$$

➡ Prenant le 4er type de la partie régulière comme un exemple de calcul.

✚ Calcul à E.L.U :

1) *Chargement :*

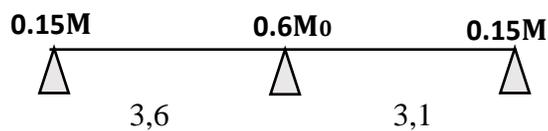
Etage courant

$$\text{E.L.U : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 5,88 \text{ KN/m}^2$$

2) *Sollicitation :*

Type 4:



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée1: } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,88 \times 3,6^2}{8} = 9,52 \text{ KN.m} \\ \text{Travée2: } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,88 \times 3,1^2}{8} = 7,06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{5,04+1,5} = 0,23$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,634 : \text{ Dans le cas d'une travée de rive}$$

3) *Calcul du moment sur appui :*

Pour Mt1 :

$$M_W = 0.15M_0 = 0.15 \times 9.52 = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0.6M_0 = 0.6 \times 9.52 = 5.71 \text{ KN.m}$$

Pour Mt2 :

$$M_w = 0.6M_0 = 0.6 \times 7.06 = 4.24 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0.15M_0 = 0.15 \times 7.06 = 1.07 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des moments en travées : travée 1

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq (1 + 0.3\alpha) M_0$$

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

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

Travée 1 : c'est travée de rive

$$\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 7.76 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 6.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend $M_t = 7.76 \text{ KN}$

Travée 2 : c'est travée de rive

$$\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 5,75KN.m \\ M_t \geq 4,91KN.m \end{cases}$$

On prend $M_t = 5,75KN$

5) Effort tranchant

Travée 1 :

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q_u \times L_1}{2} \\ T_1 = \frac{5,88 \times 3,6}{2} \\ T_1 = 10,58KN \end{cases}$$

Au milieu :

$$\begin{cases} T'_1 = 1,15 \times T_1 \\ T'_1 = 1,15 \times 10,58 \\ T'_1 = 12,16KN \end{cases}$$

Travée 2 :

$$\begin{cases} T_2 = \frac{q_u \times L_2}{2} \\ T_2 = \frac{5,88 \times 3,1}{2} \\ T_2 = 9,11KN \end{cases}$$

Au milieu :

$$\begin{cases} T'_2 = 1,15 \times T_2 \\ T'_2 = 1,15 \times 9,11 \\ T'_2 = 10,47 \text{ KN} \end{cases}$$

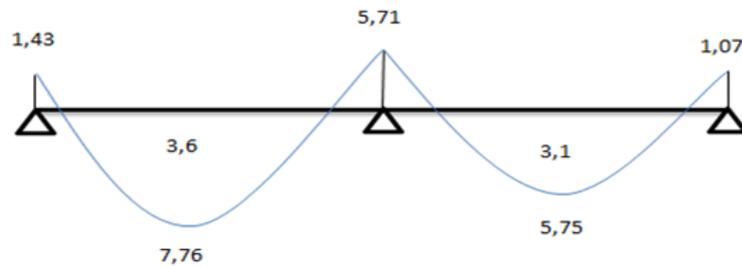


Figure III 2 : Diagramme des moments fléchissant ELU.

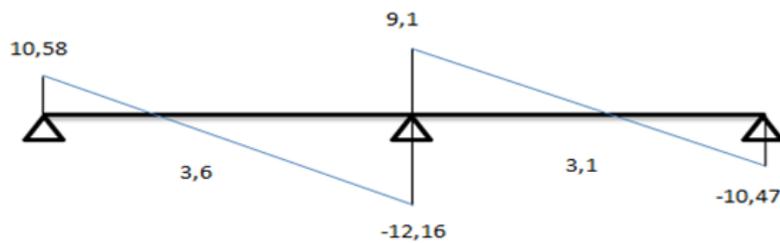


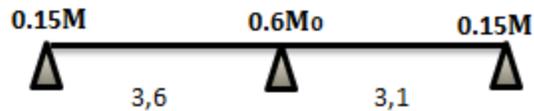
Figure III 3 Diagramme des efforts tranchants ELU.

✚ Calcul à E.L.S :

1) Chargement :

$$\text{E.L.S : } q_u = G + Q$$

$$q_u = 4,25 \text{ KN/m}^2$$

2) Sollicitation :**Type 4:**

$$\begin{cases} \text{Travée1: } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{4,25 \times 3,6^2}{8} = 6,88 \text{ KN.m} \\ \text{Travée2: } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{4,25 \times 3,1^2}{8} = 5,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,634 : \text{ Dans le cas d'une travée de rive}$$

3) Calcul du moment sur appui :**Pour Mt1 :**

$$M_w = 0,15M_0 = 0,15 \times 6,88 = 1,032 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,6M_0 = 0,6 \times 6,88 = 4,128 \text{ KN.m}$$

Pour Mt2 :

$$M_w = 0,6M_0 = 0,6 \times 5,10 = 3,06 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,15M_0 = 0,15 \times 5,10 = 0,76 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des moments en travées : travée 1

Travée 1 : c'est travée de rive

$$\begin{cases} M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \cdot \frac{M_0}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 5,60KN.m \\ M_t \geq 4,78KN.m \end{cases}$$

On prend $M_t = 5,60KN$

Travée 2 : c'est travée de rive

$$\begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq (1,2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 4,16KN.m \\ M_t \geq 3,54KN.m \end{cases}$$

On prend $M_t = 4,16KN$

5) Effort tranchant

Travée 1 :

$$\begin{cases} T_1 = \frac{q_u \times L_1}{2} \\ T_1 = \frac{4,25 \times 3,6}{2} \\ T_1 = 7,65KN \end{cases}$$

Au milieu :

$$\begin{cases} T'_1 = 1,15 \times T_1 \\ T'_1 = 1,15 \times 7,65 \\ T'_1 = 8,79KN \end{cases}$$

Travée 2 :

$$\begin{cases} T_2 = \frac{q_u \times L_2}{2} \\ T_2 = \frac{4,25 \times 3,1}{2} \\ T_2 = 6,58 \text{ KN} \end{cases}$$

Au milieu :

$$\begin{cases} T'_2 = 1,15 \times T_2 \\ T'_2 = 1,15 \times 6,58 \\ T'_2 = 7,59 \text{ KN} \end{cases}$$

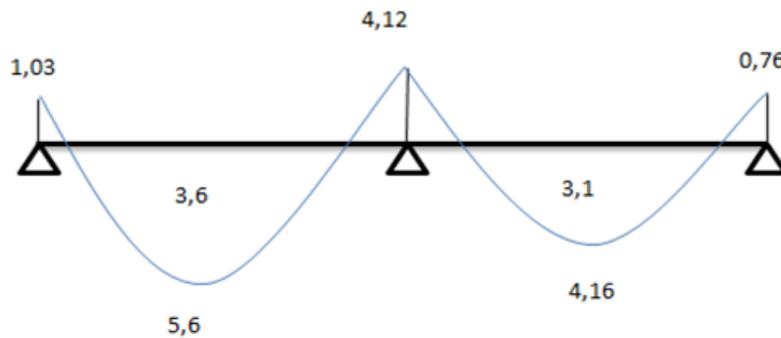


Figure III 5 Diagramme des moments fléchissant ELS

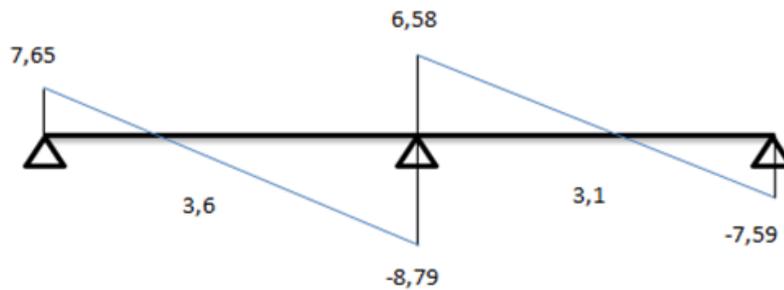


Figure III 4 Diagramme des efforts tranchants ELS.

Et pour les autres poutrelles on donne leurs diagrammes d'après résultats du **sap 2000** :

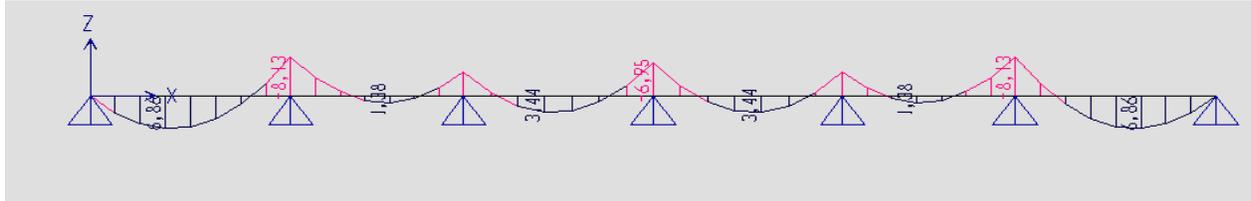


Figure III 5 : Diagramme des moments à ELU pour type1 terrasse.

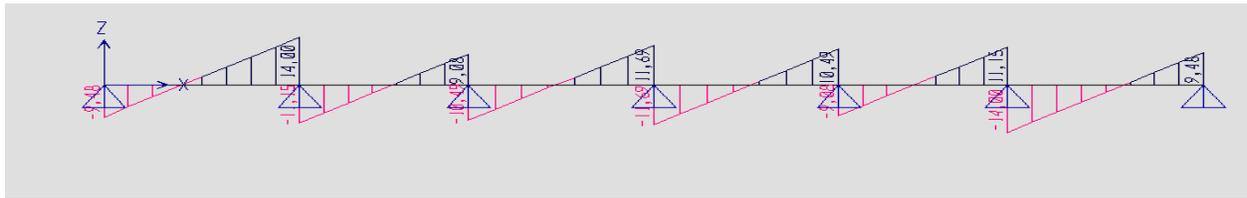


Figure III 6: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type1 terrasse.

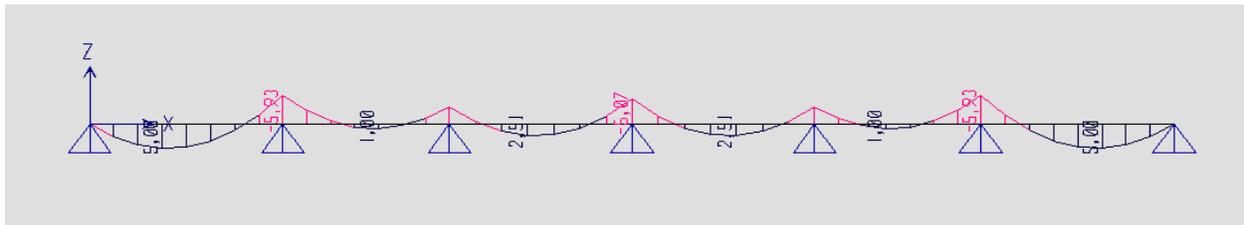


Figure III 7: Diagramme des moments à ELS pour type1 terrasse.

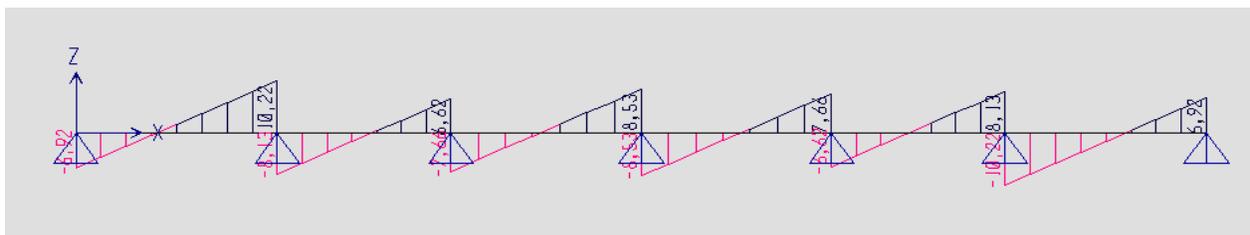


Figure III 8: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 1 terrasse .

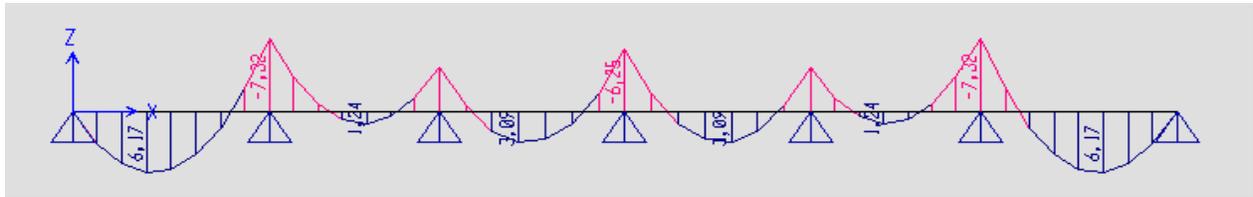


Figure III 9: Diagramme des moments à ELU pour type 2 étages.

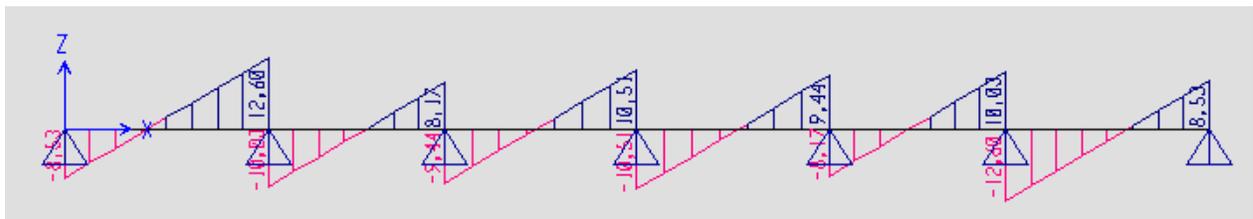


Figure III 10 : Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 2 étages.

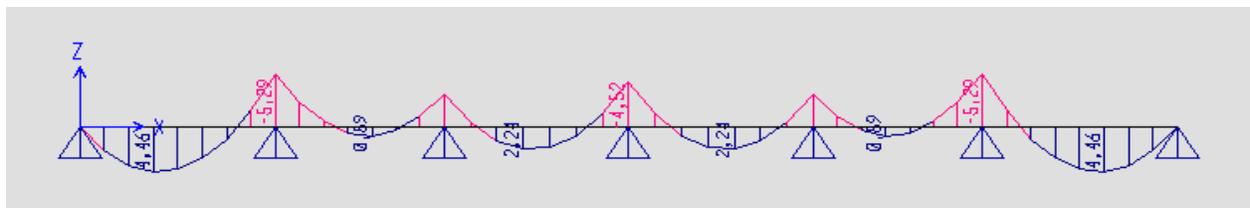


Figure III 11: Diagramme des moments à ELS pour type 2 étages.

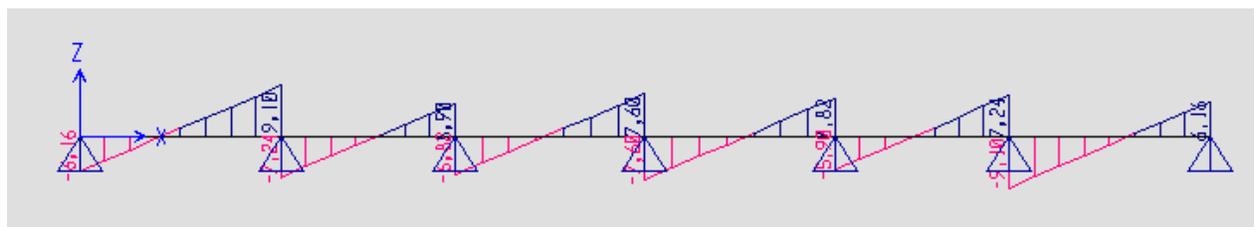


Figure III 12: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 2 étages.

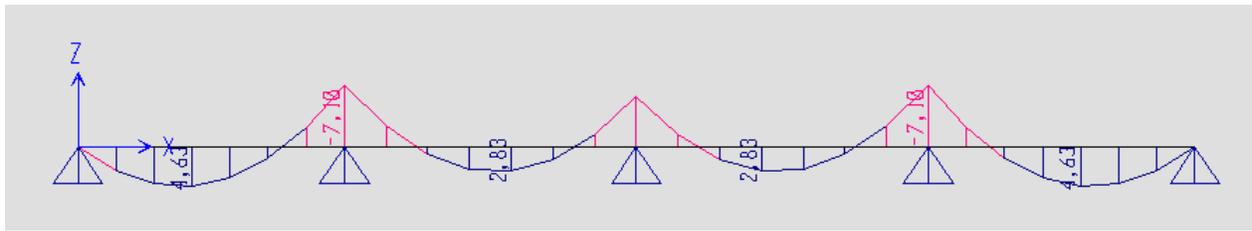


Figure III 13: Diagramme des moments à ELU pour type 3 terrasse.

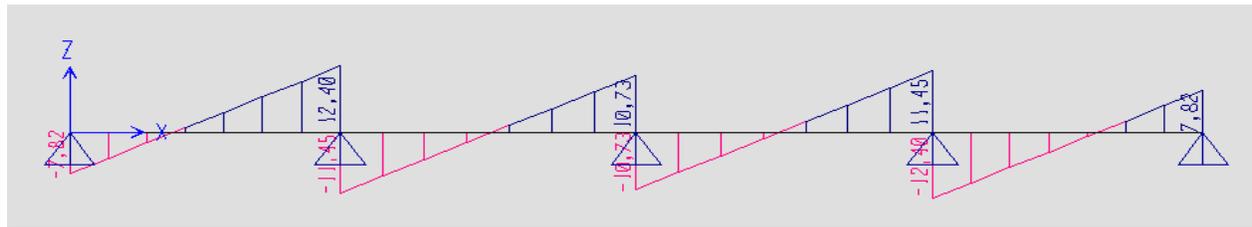


Figure III 14: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type3 terrasse.

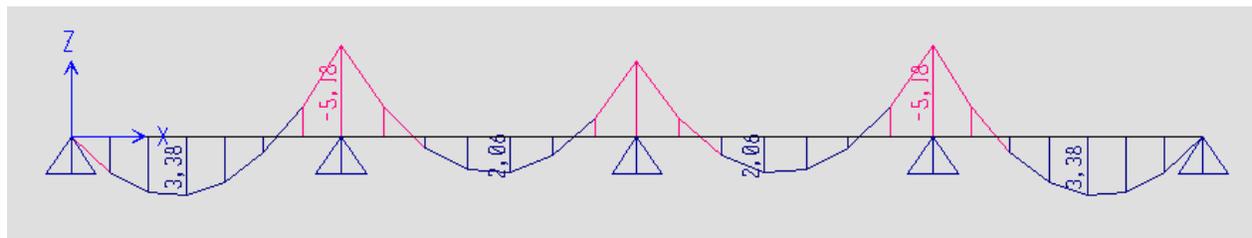


Figure III 15: Diagramme des moments à ELS pour type 3 terrasse.

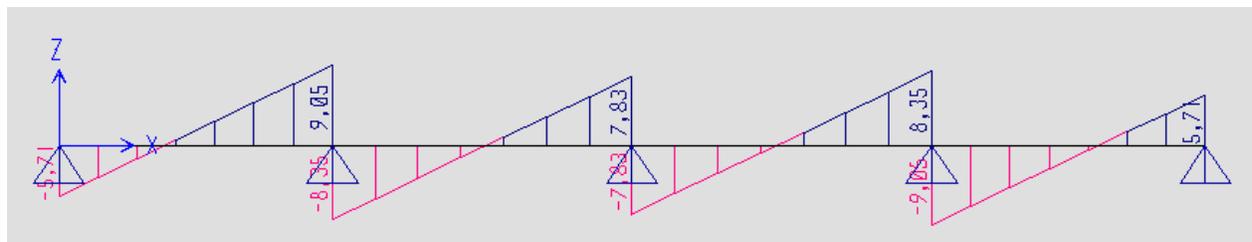


Figure III 16: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 3 terrasse .

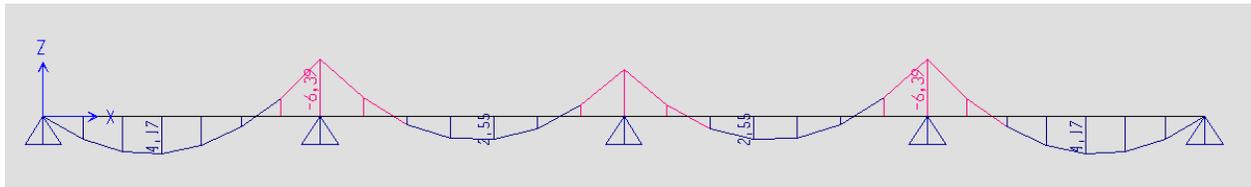


Figure III 17: Diagramme des moments à ELU pour type 4 étages .

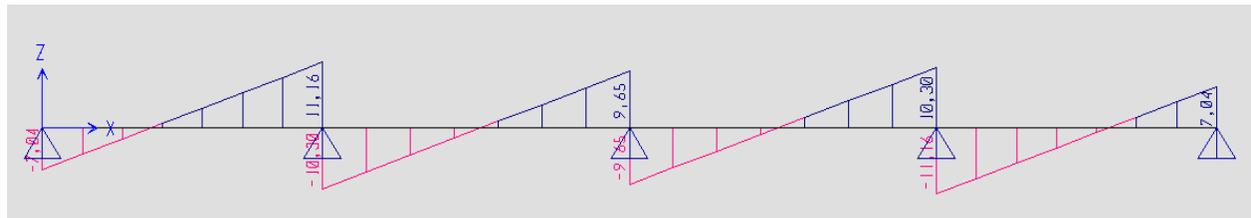


Figure III 18: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 4 étages.

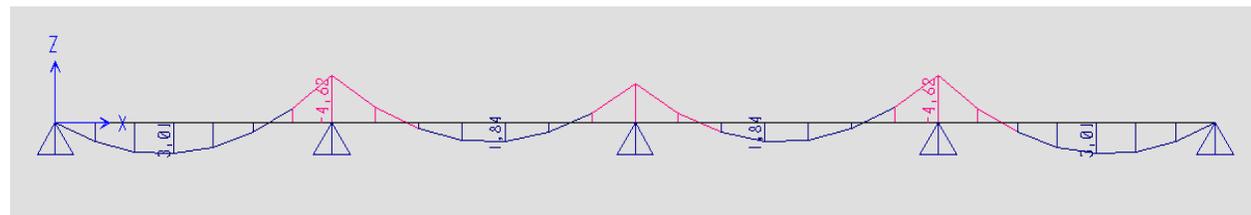


Figure III 19: Diagramme des moments à ELS pour type 4 étages.

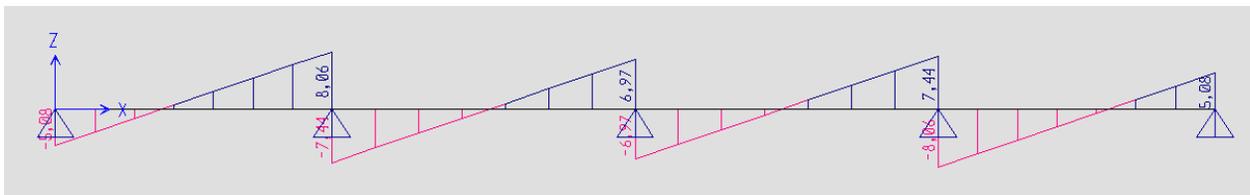


Figure III 20: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 4 étages.

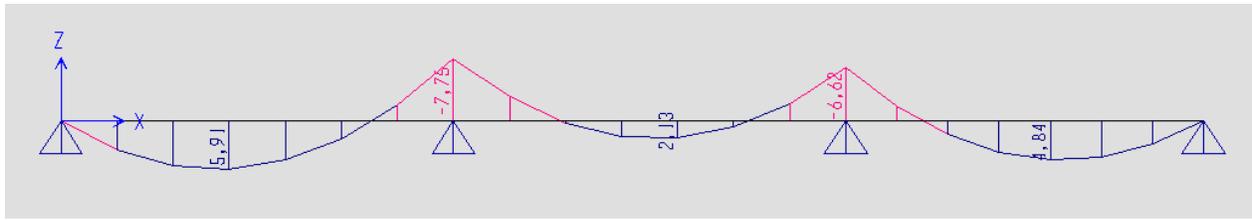


Figure III 21: Diagramme des moments à ELU pour type 5 terrasse.

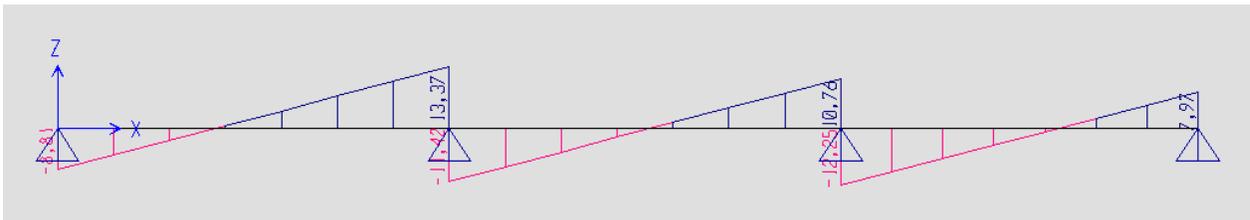


Figure III 22: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 5 terrasse.

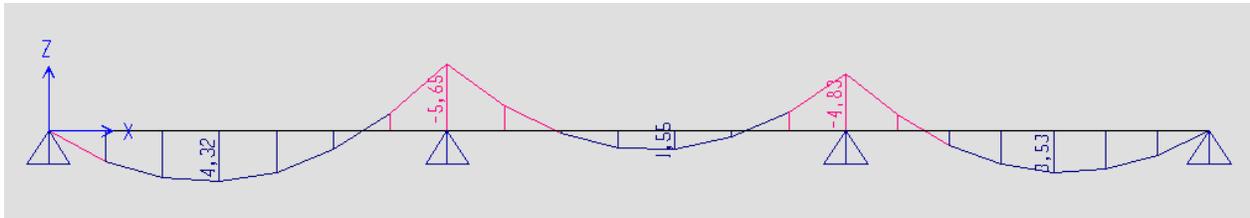


Figure III 23: Diagramme des moments à ELS pour type 5 terrasse.

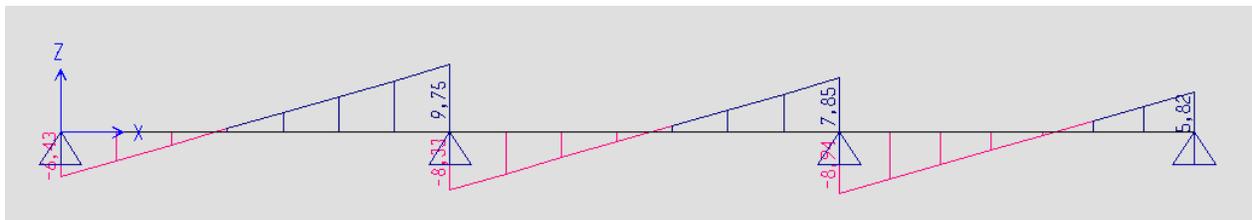


Figure III 24: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 5 terrasse.

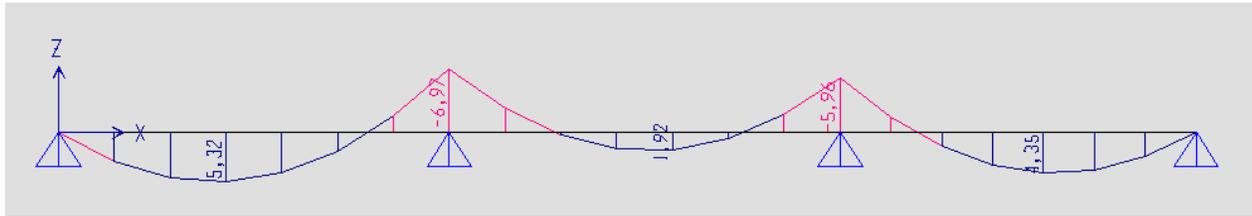


Figure III 25: Diagramme des moments à ELU pour type 6 étage.

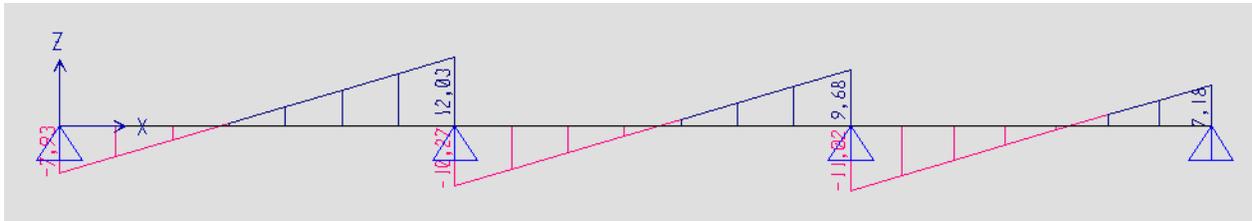


Figure III 26: Diagramme des efforts tranchant à ELU pour type 6 étage.

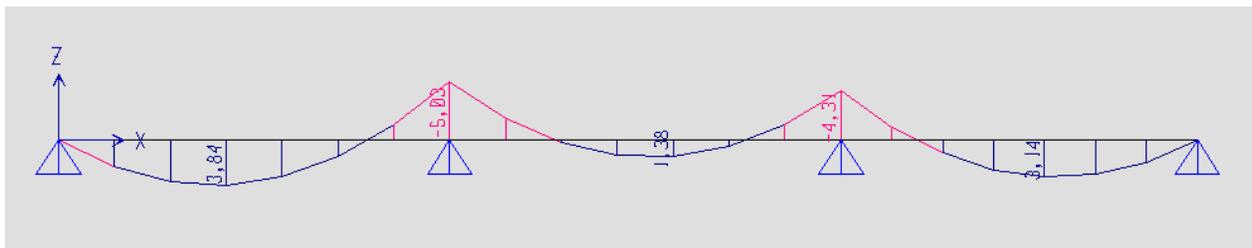


Figure III 27: Diagramme des moments à ELS pour type 6 étage.

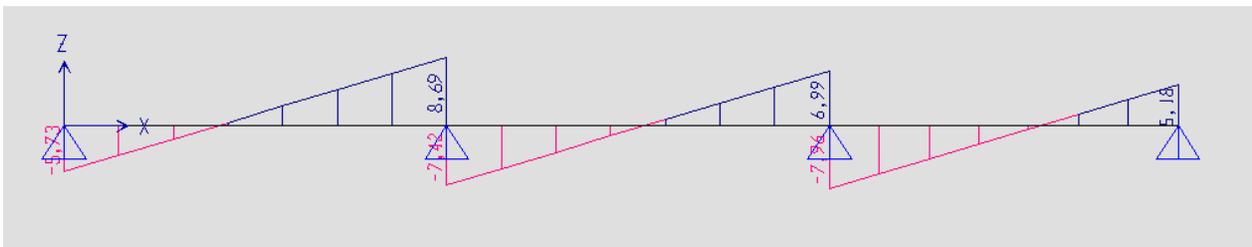


Figure III 28: Diagramme des efforts tranchant à ELS pour type 6 étage.

III. 4. Ferrailage des poutrelles

Les moments maximaux en travée tendant à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend le cas le plus défavorable .

Les sollicitations maximales :

$$\begin{cases} M_{t(\max)} = 7,76 \text{ KN.m} \\ M_{app(\max)} = 8,13 \text{ KN.m} \\ V_{t(\max)} = 14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 0,65 \text{ m}$$

$$h = 0,21 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,05 \text{ m}$$

III. 4.1. Armatures longitudinales

III. 4.1.1. Calcul à L'ELU

➤ En travée :

$$M_{t(\max)} = 7,76 \text{ KN.m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; b = 0,65 \text{ m} ; h = 0,21 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$M_r = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 0,00776 < M_r = 0,0755$$

Section rectangulaire de dimension $(b \cdot h_t) = (65 \cdot 21)$

Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{cb} \times b \times d^2} = \frac{7,76 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,65 \times 0,189^2} = 0,023$$

$$\mu_u = 0,023 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \quad A'_u = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0,030$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{7,76 \times 10^{-3}}{0,98 \times 0,189 \times 347,8} = 1,20 \text{ cm}^2$$

On prend une section de 2T12

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,189}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$2,26 > 1,48 \text{ C.V}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{app(\max)} = 8,13 \text{ KN.m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; b_0 = 0,12 \text{ m} ; h = 0,21 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$M_r = 0,12 \times 0,05 \times 14,17(0,189 - \frac{0,05}{2}) = 0,0921 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 0,0813 < M_r = 0,0921$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{cb} \times b_0 \times d^2} = \frac{8,13 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,12 \times 0,189^2} = 0,13$$

$$\mu_u = 0,13 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13}) = 0,18$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,927$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,13 \times 10^{-3}}{0,927 \times 0,189 \times 347,8} = 1,33 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte une section de 1T14

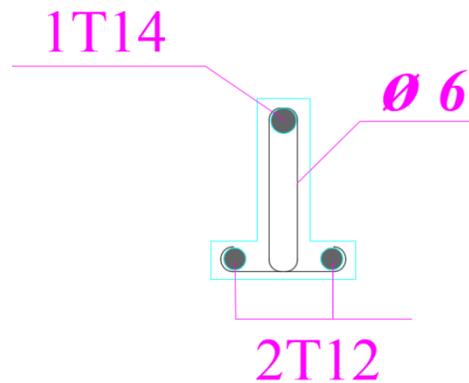


Figure III 29: Ferrailage de la poutrelle.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,189}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$1,54 > 0,26 \rightarrow$ Condition vérifiée.

III. 4.1.2. Vérification des contraintes ELS :

D'après le CBA93 article 5-1-1 on vérifie que les contraintes dans le béton.

➤ **Travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,76}{5,6} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha_t = 0,030 < 0,44 \quad C.V$$

➤ **Appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8,13}{5,93} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

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

$$\alpha_a = 0,18 < 0,43 \quad C.V$$

III. 4.2. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \frac{h_t}{35} = \frac{210}{35} = 6mm \\ \frac{b_0}{10} = \frac{120}{10} = 12mm \\ \phi_l = 10mm \end{array} \right\}$$

On adopte : $\phi = 6mm$

$$2\phi 6 \rightarrow \text{section } A_t = 0,57cm^2$$

➤ **Calcul des espacements : selon le RPA (A7-4-2-2)**

❖ **Zone nodale :**

$$2\phi 6 \rightarrow \text{section } A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$s_t \leq \min(12\phi; 30 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \min(7,2\phi; 30 \text{ cm})$$

$$s_t = 8 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

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

III. 4. 3. Les vérifications

III. 4. 3.1. Condition de non fragilité :

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

$$\frac{0,57 \times 400 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,1} \geq \max(0,3; 0,4 \text{ MPa})$$

$$1,9 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

III. 4.3.2. Vérification de cisaillement :

L'effort tranchant maximal

$$V_{\max} = 14,00 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{t(\max)}}{b_0 \cdot d} = \frac{14 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,61 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable donc :

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,61 < \bar{\tau} = 3,33 \quad \text{C.V}$$

III. 4.3.3. Vérification au glissement

$$V_u - \frac{M_u}{0,9d} \leq 0$$

$$\begin{cases} V_u = 14,00KN \\ M_u = 7,76KN.m \end{cases}$$

$$14,00 \times 10^{-3} - \frac{7,76 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,189} = -0,0316 < 0 \quad \text{C.V}$$

III. 4.3.4. Vérification de la flèche

$$f \leq f_{admissible}$$

$$f_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{3,25}{500} = 6,5 \cdot 10^{-3} m$$

Calcul de f :

$$= \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 1,20 \times 10^{-4} \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 5,14 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\phi \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\text{Avec : } \phi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,20}{0,12 \times 0,189} = 5,29 \cdot 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{5,29 \cdot 10^{-3} \left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{65} \right)} = 7,77$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\phi\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 5,29 \cdot 10^{-3} \times 347,8 + 2,1}$$

$$\mu = 0,76$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 5,14 \cdot 10^{-4}}{1 + 7,77 \times 0,76}$$

$$I_{fi} = 8,18 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{5,6 \cdot 10^{-3}}{32164,19 \times 8,18 \cdot 10^{-5}} = 2,1 \cdot 10^{-3}$$

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11000 \times (25)^{\frac{1}{3}} = 32164,19 MPa$$

$$f = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{y} = \frac{3,25^2}{10} \times 2,1 \times 10^{-3} = 2,21 \times 10^{-3} m \quad f = 2,21 \times 10^{-3} \leq f_{admissible} = 6,5 \times 10^{-3}$$

III. 5. Ferrailage de la dalle de compression

D'après le règlement CBA 93 Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures. (A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec:

- L1 : distance entre l'axe des poutrelles (L1=65 cm).
- A1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A.P).
- A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (A.R).
- Fe = 400 MPa quadrillage de T.S.TIE 400

- A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures. (A en : cm^2 pour mètre de nervures).

$$\begin{cases} A_1 = 4 \times \frac{L_1}{F_e} \\ A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65cm^2 \end{cases}$$

Donc on prend un ferrailage de $5\phi 6$ avec une section $=1,41cm^2$

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

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705cm^2$$

Donc on prend un ferrailage de $3\phi 6$ avec une section $=0,85cm^2$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés $\phi 6 \times 15 \times 15$ dont la dimension des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.

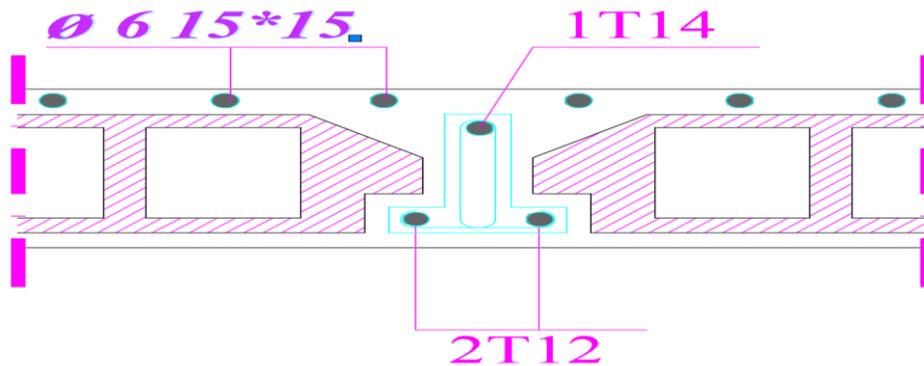


Figure III.30: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Chapitre IV

Étude sismique

IV.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction .

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Objectifs de l'étude sismique

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- 1) la méthode statique équivalente.
- 2) la méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

IV.3.1. Méthode statique équivalente:

-Principe: Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

-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. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.3. Modélisation

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

-La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- ✓ La régularité en plan.
- ✓ La rigidité ou non des planchers.
- ✓ Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- ✓ La déformabilité du sol de fondation

-Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

-Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

→ Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte

- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

IV.3.4. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

- Principe :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3.5. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

-Dans notre cas, d'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **II-A** groupe d'usage **2**.

-Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre Tour ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure : $H = 33,66\text{m} > 23\text{ m}$

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciels de calcul SAP 2000 version 14.2.0.

IV.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse.

IV.4.1. Coefficient d'accélération A

-Zone(IIA) : D'après la classification sismique de wilaya d'Ain Témouchent (RPA 99).

-Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

→ Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0,15**

IV.4.2. Coefficient de correction d'amortissement η

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$$\xi = 7\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,88$$

Avec :

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ Pour un portique Béton armé dense ($\eta = 0,88$) . (*Tableau 4.2 de RPA 99 /V 2003*).

IV.4.3. Périodes caractéristiques T1 ; T2

Pour notre cas :

Site type S3 (*Tableau 4.7 de RPA 99 /V 2003*)

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

IV.4.4. Période fondamentale (T)

Dans notre cas :

(Structure en Béton Armé) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules (*4.6 et 4.7 de RPA 99 /V 2003*).

$$\begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure $h_N = 33,66 \text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par *le RPA 99 /V 2003 (Tableau 4.6)*.

Dans notre structure: $C_T = 0.05$

D: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

Considérée.

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0,09 \times 33,66 \sqrt{26,15} = 0,59s \\ T_y = 0,09 \times 33,66 \sqrt{20,20} = 0,67s \\ T = 0,05 \times 33,66^{\frac{3}{4}} = 0,69s \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_x = 0,59s \\ T_y = 0,67s \end{cases}$$

IV.4.5. Facteur d'amplification dynamique moyen D

D'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 version 2003 le Facteur d'amplification dynamique moyen dépend de la classification de sol et de la période T de la structure.

$$\text{Avec : } D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

On a : $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\text{Donc } D = \begin{cases} T_x = 0,59s & T_y = 0,67s \\ D_x = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,59}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,97 & 0,5 \leq 0,59 \leq 3s \\ D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,67}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,81 & 0,5 \leq 0,67 \leq 3s \end{cases}$$

IV.4.6. 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 contreventement en voiles porteurs en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

IV.4.7. Facteur de qualité Q

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 $< 1,5$.

$$\text{Sens transversal (3travée)} : \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4,7}{1,55} = 3,03 \leq 1,5$$

$$\text{Sens longitudinal (3 travée)} : \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{3,25}{2,75} = 1,18 \leq 1,5$$

Donc $Pq= 0.05$ Donc $Pq= 0.00$

a) 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

$$\text{Sens transversal (4files)} : \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4,7}{1,55} = 3,03 \leq 1,5$$

$$\text{Sens longitudinal (4files):} \quad \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{3,25}{2,75} = 1,18 \leq 1,5$$

Donc $Pq= 0.05$ Donc $Pq= 0.00$

b) 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 force compacte, et le rapport :

$$\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{26,15}{20,20} = 1,29 < 4$$

-La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans unedirection donnée n'excède pas 25 %.

-La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inferieur a 15% de celle de ce dernier

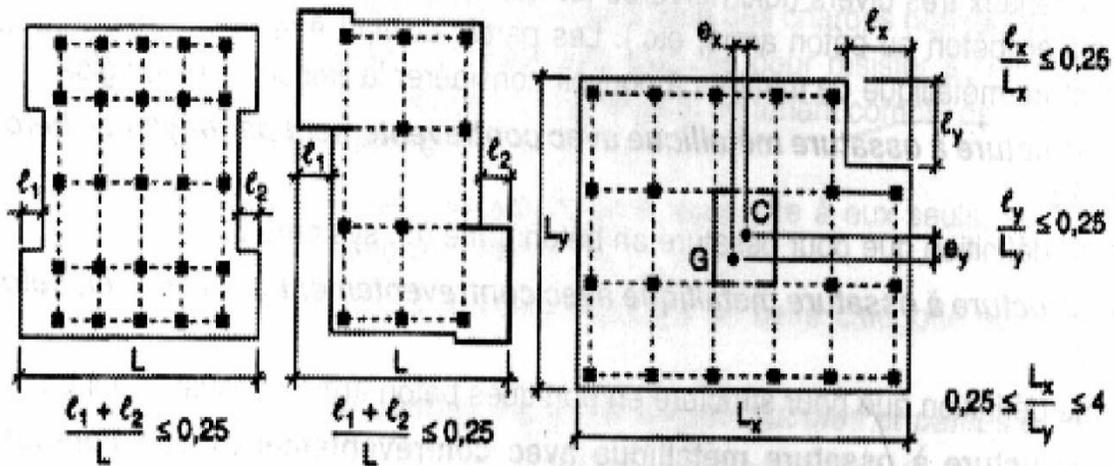


Figure IV 1 : Limites des décrochements en plan.

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{8,85}{26,15} = 0,33 > 0,25$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{7,2}{20,20} = 0,35 > 0,25$$

Donc : $Pq=0,00$ Donc : $Pq=0,00$

c) Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation. **C.V**

- La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment. **C.V**

-la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs dépasse **20%**.

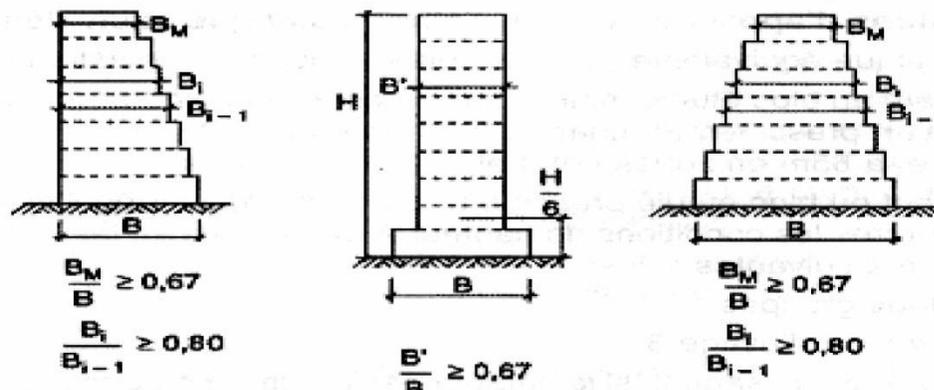


Figure IV 2 : Limites des décrochements en élévation.

$$\frac{B_M}{B} \geq 0,67$$

Suivant x $\frac{26,15}{26,15} = 1 \geq 0,67$

Suivant y : $\frac{20,20}{20,20} = 1 \geq 0,67$

Donc $Pq=0,00$

d) Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment n est pas contrôlés.

Donc $Pq=0,05$

e) Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette émission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé

Donc le critère est observé $Pq = 0.00$

Tableau IV 1 : Valeurs des pénalités Pq .

| <i>Critère q</i> | <i>Pq</i> | |
|--|------------------------|--------------------|
| | <i>Longitudinal</i> | <i>Transversal</i> |
| 1-conditions minimales sur les files de contreventement | 0,05 | 0,00 |
| 2-Redondance en plan | 0,05 | 0,00 |
| 3-Régularité en plan | 0,00 | 0,00 |
| 4-Régularité en élévation | 0,00 | 0,00 |
| 5-Contrôle de la qualité des matériaux | 0,05 | 0,05 |
| 6-Contrôle de la qualité de l'exécution | 0,00 | 0,00 |
| $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0)$ $Q_\chi = 1,15 \quad Q_\gamma = 1,05$ | 0,15 | 0,05 |

Tableau IV 2: Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.

| <i>Coefficient</i> | A | D_x | D_y | R | Q_x | Q_y | T | T_1 | T_2 |
|--------------------|------|-------|-------|-----|-------|-------|------|-------|-------|
| | 0,15 | 1,97 | 1,81 | 5 | 1,15 | 1,05 | 0,65 | 0,15 | 0,50 |

IV.5. Combinaisons d'action

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\text{ELU: } 1.35G+1.5Q \qquad G+Q+E$$

$$\text{ELS: } G+Q \qquad 0,8G \pm E$$

Avec :

Q La charge permanent

G La charge d'exploitation

E Action du séisme représentée par ses
composantes horizontales $(E_x; E_y)$

IV.6. Modélisation

Notre structure est un bâtiment en béton armé régulière en plan en forme L associées à une valeur élevée du coefficient de comportement ($R=5$).

Donc d'après *l'RPA 99 / V 2003*: on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base et à plusieurs DDL par plancher.

IV.6.1. Nombre de modes 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

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites le nombre minimal des modes (**K**) doit être:

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,2$$

Où : **N** est le nombre de niveaux au-dessus de sol et la période du mode **K**

Tableau IV 3 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

| Mode | Periode S | U X | U Y | U Z | Sum UX | Sum UY | Sum UZ |
|---------|-----------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|-------------|
| MODAL 1 | 0,771334 | 0,00014 | 0,65279 | 0,000002745 | 0,00014 | 0,65279 | 0,000002745 |
| MODAL 2 | 0,729481 | 0,64704 | 0,00016 | 5,741E-08 | 0,64717 | 0,65295 | 0,000002803 |
| MODAL 3 | 0,656863 | 0,01285 | 0,000008478 | 6,678E-07 | 0,66003 | 0,65296 | 0,000003471 |
| MODAL 4 | 0,271487 | 0,00047 | 0,14351 | 0,00001258 | 0,6605 | 0,79648 | 0,00001605 |
| MODE 5 | 0,24821 | 0,14329 | 0,00048 | 3,372E-07 | 0,80379 | 0,79696 | 0,00001639 |
| MODE 6 | 0,225304 | 0,00043 | 0,000002667 | 3,501E-07 | 0,80422 | 0,79696 | 0,00001674 |
| MODE 7 | 0,144172 | 0,0002 | 0,0571 | 0,00002707 | 0,80441 | 0,85406 | 0,00004381 |
| MODE 8 | 0,129598 | 0,0561 | 0,00018 | 0,0000016 | 0,86052 | 0,85424 | 0,00004541 |
| MODE 9 | 0,11711 | 0,00072 | 7,406E-07 | 0,00002929 | 0,86123 | 0,85424 | 0,0000747 |
| MODE 10 | 0,096076 | 2,74E-08 | 0,00012 | 0,53557 | 0,86123 | 0,85436 | 0,53565 |
| MODE 11 | 0,091118 | 0,00007322 | 0,02973 | 0,00167 | 0,86131 | 0,88409 | 0,53731 |
| MODE 12 | 0,089657 | 6,139E-07 | 0,00071 | 0,00041 | 0,86131 | 0,8848 | 0,53773 |
| MODE 13 | 0,086455 | 0,00003362 | 0,00027 | 0,00218 | 0,86134 | 0,88506 | 0,53991 |
| MODE 14 | 0,082096 | 0,0284 | 0,00005964 | 0,00008217 | 0,88974 | 0,88512 | 0,53999 |
| MODE 15 | 0,079188 | 0,00076 | 0,00001319 | 0,00362 | 0,8905 | 0,88514 | 0,54361 |
| MODE 16 | 0,076781 | 0,00005698 | 0,00000289 | 0,00502 | 0,89056 | 0,88514 | 0,54863 |
| MODE 17 | 0,074161 | 0,00002145 | 0,00003978 | 0,09757 | 0,89058 | 0,88518 | 0,64621 |
| MODE 18 | 0,0728 | 0,00121 | 0,000009083 | 0,00479 | 0,89179 | 0,88519 | 0,651 |
| MODE 19 | 0,072494 | 0,0002 | 0,000004115 | 0,00621 | 0,89199 | 0,88519 | 0,65721 |
| MODE 20 | 0,072277 | 0,00026 | 0,000006723 | 0,0117 | 0,89225 | 0,8852 | 0,66892 |
| MODE 21 | 0,06979 | 0,000008182 | 0,00001006 | 0,00124 | 0,89226 | 0,88521 | 0,67016 |
| MODE 22 | 0,069215 | 0,000003047 | 0,00026 | 0,0005 | 0,89226 | 0,88546 | 0,67066 |
| MODE 23 | 0,06889 | 0,000002655 | 0,00003848 | 0,00061 | 0,89227 | 0,8855 | 0,67127 |
| MODE 24 | 0,068305 | 0,000009876 | 0,00018 | 0,00048 | 0,89228 | 0,88568 | 0,67175 |
| MODE 25 | 0,068079 | 0,000003367 | 0,00044 | 0,0011 | 0,89228 | 0,88612 | 0,67285 |
| MODE 26 | 0,067458 | 2,913E-08 | 0,00004116 | 0,00383 | 0,89228 | 0,88616 | 0,67668 |
| MODE 27 | 0,067297 | 0,000001756 | 0,000002902 | 0,00139 | 0,89228 | 0,88617 | 0,67807 |
| MODE 28 | 0,066707 | 0,000005153 | 0,000009004 | 0,00064 | 0,89229 | 0,88618 | 0,67871 |
| MODE 29 | 0,066439 | 0,000003908 | 0,00013 | 0,0002 | 0,89229 | 0,88631 | 0,67891 |

| | | | | | | | |
|----------------|----------|-------------|-------------|---------|---------|---------|---------|
| MODE 30 | 0,065124 | 0,00003516 | 0,00002685 | 0,00029 | 0,89233 | 0,88633 | 0,6792 |
| MODE 31 | 0,064334 | 0,000002383 | 0,00124 | 0,01736 | 0,89233 | 0,88758 | 0,69655 |
| MODE 32 | 0,063822 | 0,00001155 | 0,01075 | 0,0111 | 0,89234 | 0,89832 | 0,70765 |
| MODE 33 | 0,06301 | 0,000003123 | 0,00609 | 0,00322 | 0,89234 | 0,90441 | 0,71087 |
| MODE 34 | 0,059467 | 0,00009473 | 0,00002877 | 0,0048 | 0,89244 | 0,90444 | 0,71566 |
| MODE 35 | 0,058653 | 0,000001035 | 0,0000291 | 0,00373 | 0,89244 | 0,90447 | 0,71939 |
| MODE 36 | 0,058335 | 0,00215 | 0,000001136 | 0,00083 | 0,89458 | 0,90447 | 0,72023 |
| MODE 37 | 0,057927 | 0,00391 | 0,000007387 | 0,01914 | 0,8985 | 0,90448 | 0,73937 |
| MODE 38 | 0,057471 | 0,01136 | 0,00001517 | 0,00371 | 0,90986 | 0,90449 | 0,74308 |

IV.6.2. Les modes propres

Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

La déformée modales obtenues après analyser par *sap 2000* :

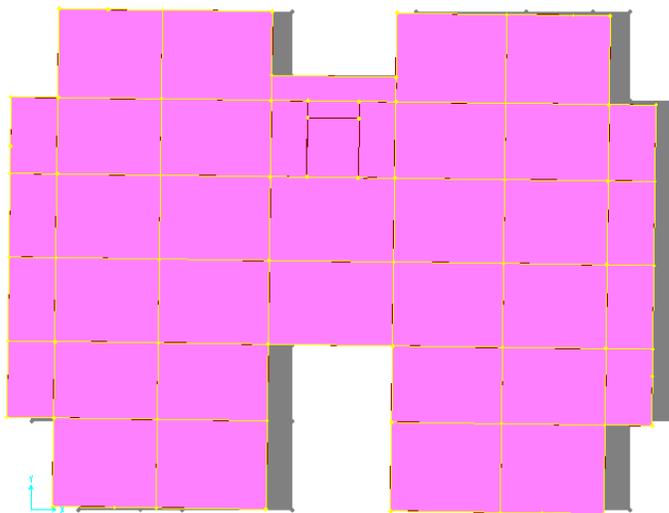


Figure IV 3 : MODE1, Translation selon XX C.V .

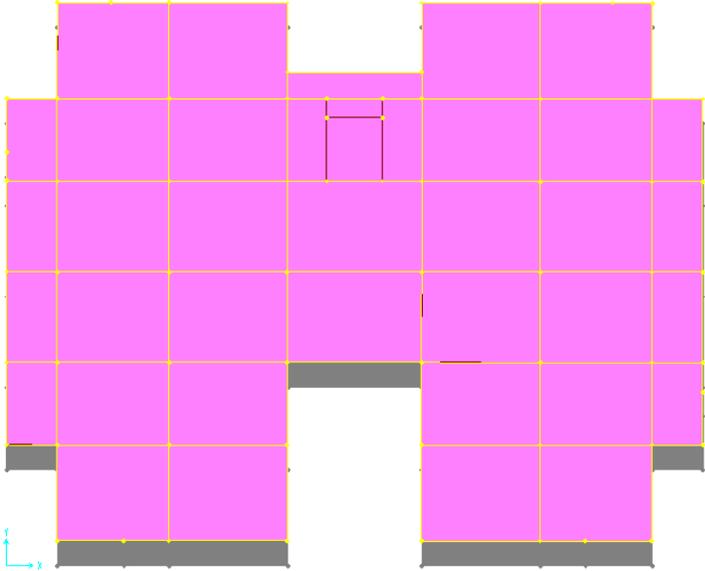


Figure IV 4 : MODE2, Translation selon YY C.V .

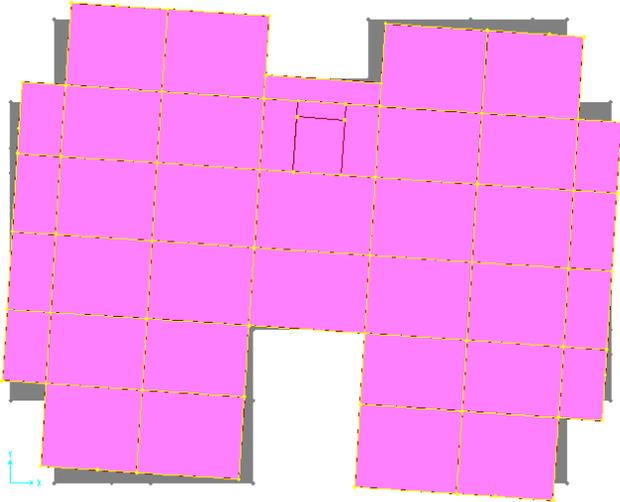
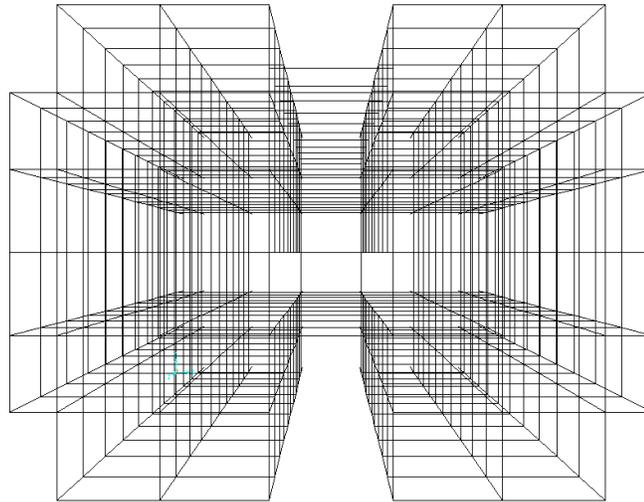


Figure IV 5 : MODE 3, Torsion selon Z C.V .

IV.6.3. Les dispositions des voiles

Pour choisir la bonne disposition de voile, On fait une étude approfondie de plusieurs variante, on citera ci –dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

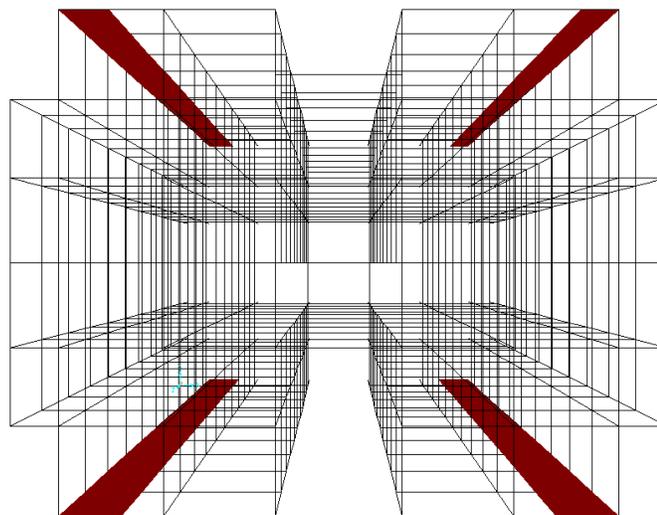
POUR $T=1,27s$



Activ

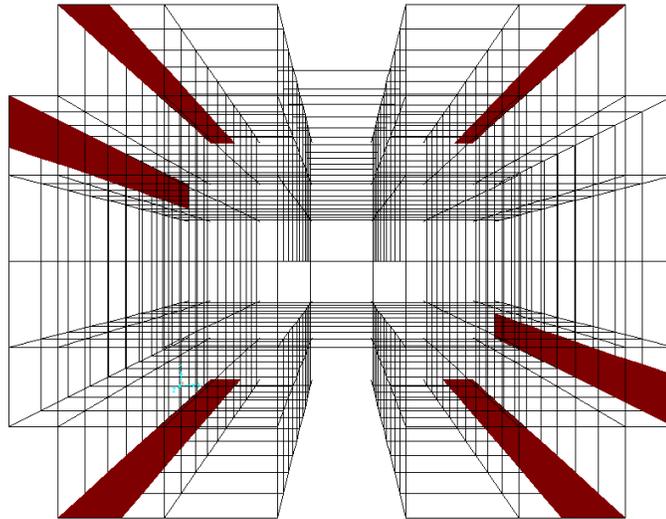
Les différentes variantes sont les suivants :

VARIANTE1 : pour $T=0,82s$



1
2

VARIANTE2 : pour $T=0,75s$



Acti

IV.6.4. Poids total de la structure

Selon l'*RPA99 version 2003 (4.5)* :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération *RPA99 version 2003 (tableau 4.5)*

On considère pour notre ouvrage :

-Bâtiments d'habitation, bureaux $\beta = 0.2$

Le calcul des poids des différents niveaux de la structure est fait par : *logiciel sap 2000*

$$\text{TOTALE} = \sum_{i=1}^n W_i = 58461,302$$

- **Calcul de C suivant les deux directions (xx'-yy')**:

$$C = \begin{cases} C_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,97 \times 1,15}{5} = 0,0679 \\ C_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} = \frac{0,15 \times 1,81 \times 1,05}{5} = 0,0624 \end{cases}$$

IV.6.5. Détermination de la force sismique

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W : Poids total de la structure

$$V = \begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \end{cases}$$

$$V = \begin{cases} V_x = \frac{0,15 \times 1,97 \times 1,15}{5} \times 58461,302 \\ V_y = \frac{0,15 \times 1,81 \times 1,05}{5} \times 58461,302 \end{cases}$$

$$V = \begin{cases} V_x = 3706,45 \text{ KN} \\ V_y = 3110,14 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.7. Vérifications réglementaires.

IV.7.1. Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.

$$T = 0,59 \text{ s}$$

D'après le RPA99 v2003, la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

IV.7.2. Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale

1,3 $T_{statique} \geq T_{dynamique}$

$$T = 0,59 \times 1,3 = 0,767s \geq 0,75 \text{ Condition vérifié.}$$

IV.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

D'après le **RPA 99 V2003 (article 4.3.6)**, 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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

Les paramètres de la réponse ont été multipliés par le rapport suivant:

$$\frac{0,8.V_{sx}}{V_{dx}} = \frac{0,8 \times 3706,45}{3011,2} = 0,98$$

$$\frac{0,8.V_{sy}}{V_{dy}} = \frac{0,8 \times 3110,14}{2855,164} = 0,87$$

Tableau IV 4 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

| | $V_{dynamique}$ | $V_{statique}$ | $0,8 \times V_{statique}$ | $V_{dynamique} > 0,8 \times V_{statique}$ |
|-----|-----------------|----------------|---------------------------|---|
| x | 3011,2 | 3706,45 | 2965,16 | C.V |
| Y | 2855,164 | 3110,14 | 2488,112 | C.V |

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

$V_t \text{ dynamique} > 80\% V_s \text{ statique}$ Condition vérifiée.

IV.7.4. Vérification spécifique sous sollicitations normales

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme,

l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 *jours*.

La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour les combinaisons sismiques

suivantes :
$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Tableau IV 5 : Vérification des résultats spécifiques sous sollicitations normales.

| Niveau | POTEAU(m) | SECTION (m) | Nu (KN) | ν | Observation |
|--------|-----------|-------------|---------|-------|-------------|
| S-SOL | 0,50 | 0,25 | 1648,70 | 0,22 | Vérifiée |
| RDC | 0,50 | 0,25 | 1529,96 | 0,20 | Vérifiée |
| 1 | 0,50 | 0,25 | 1350,26 | 0,18 | Vérifiée |
| 2 | 0,45 | 0,20 | 1170,40 | 0,19 | Vérifiée |
| 3 | 0,45 | 0,20 | 994,82 | 0,16 | Vérifiée |
| 4 | 0,40 | 0,16 | 822,21 | 0,17 | Vérifiée |
| 5 | 0,40 | 0,16 | 656,11 | 0,14 | Vérifiée |
| 6 | 0,35 | 0,12 | 503,62 | 0,14 | Vérifiée |
| 7 | 0,35 | 0,12 | 409,03 | 0,11 | Vérifiée |
| 8 | 0,30 | 0,09 | 327,21 | 0,12 | Vérifiée |
| 9 | 0,30 | 0,09 | 247,48 | 0,09 | Vérifiée |

IV.7.5 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta K = \delta K - \delta K-1$

Avec : $\delta K = R \times \delta eK$

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δeK : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Sens x-x

Tableau IV 6 : Vérification des déplacements.

| Niveau | R | δeK (cm) | δK (cm) | δ_{K-1} (cm) | ΔK (cm) | $\Delta K / hK$ | CONDITION |
|--------|---|------------------|-----------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------|
| 9 | 5 | 1,550 | 7,750 | 7,000 | 0,750 | 0,0025 | Vérifiée |
| 8 | 5 | 1,400 | 7,000 | 6,150 | 0,850 | 0,0028 | Vérifiée |
| 7 | 5 | 1,230 | 6,150 | 5,300 | 0,850 | 0,0028 | Vérifiée |
| 6 | 5 | 1,060 | 5,300 | 4,400 | 0,900 | 0,0029 | Vérifiée |
| 5 | 5 | 0,880 | 4,400 | 3,500 | 0,900 | 0,0029 | Vérifiée |
| 4 | 5 | 0,700 | 3,500 | 2,600 | 0,900 | 0,0029 | Vérifiée |
| 3 | 5 | 0,520 | 2,600 | 1,800 | 0,800 | 0,0026 | Vérifiée |
| 2 | 5 | 0,360 | 1,800 | 1,050 | 0,750 | 0,0025 | Vérifiée |
| 1 | 5 | 0,210 | 1,050 | 0,450 | 0,600 | 0,0020 | Vérifiée |
| RDC | 5 | 0,090 | 0,450 | 0,050 | 0,400 | 0,0013 | Vérifiée |
| S-SOL | 5 | 0,010 | 0,050 | 0,000 | 0,050 | 0,0002 | Vérifiée |

Sens y-y

Tableau IV 7 : Vérification des déplacements.

| Niveau | R | δeK (cm) | δK (cm) | δ_{K-1} (cm) | ΔK (cm) | $\Delta K / hK$ | CONDITION |
|--------|---|------------------|-----------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------|
| 9 | 5 | 1,630 | 8,150 | 7,300 | 0,850 | 0,0028 | Vérifiée |
| 8 | 5 | 1,460 | 7,300 | 6,450 | 0,850 | 0,0028 | Vérifiée |
| 7 | 5 | 1,290 | 6,450 | 5,500 | 0,950 | 0,0031 | Vérifiée |
| 6 | 5 | 1,100 | 5,500 | 4,500 | 1,000 | 0,0033 | Vérifiée |
| 5 | 5 | 0,900 | 4,500 | 3,600 | 0,900 | 0,0029 | Vérifiée |
| 4 | 5 | 0,720 | 3,600 | 2,700 | 0,900 | 0,0029 | Vérifiée |
| 3 | 5 | 0,540 | 2,700 | 1,850 | 0,850 | 0,0028 | Vérifiée |
| 2 | 5 | 0,370 | 1,850 | 1,100 | 0,750 | 0,0025 | Vérifiée |
| 1 | 5 | 0,220 | 1,100 | 0,500 | 0,600 | 0,0020 | Vérifiée |
| RDC | 5 | 0,100 | 0,500 | 0,055 | 0,445 | 0,0015 | Vérifiée |
| S-SOL | 5 | 0,011 | 0,055 | 0,000 | 0,055 | 0,0002 | Vérifiée |

IV.7.6. Vérification de l'effet P-Delta

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.9). Les effets du 2° ordre (ou effet **P-θ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K}$$

Il faut le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2eme ordre sont négligés
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$$P_k = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Tableau IV 8 : Vérification de l'effet P- Δ .

| ETAGE | P_k (KN) | H_k (cm) | Combinaison sismique E_x | | | Combinaison sismique E_y | | | Condition |
|-------|------------|------------|----------------------------|------------|----------|----------------------------|------------|----------|-------------------|
| | | | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ | $\theta \leq 0,1$ |
| 9 | 4900,06 | 306 | 0,75 | 615,6 | 0,01951 | 0,85 | 595,03 | 0,0229 | C.V |
| 8 | 9846,85 | 306 | 0,85 | 1096,43 | 0,02495 | 0,85 | 1053,35 | 0,0260 | C.V |
| 7 | 14922,986 | 306 | 0,85 | 1502,55 | 0,02759 | 0,95 | 1449,15 | 0,0320 | C.V |
| 6 | 19999,114 | 306 | 0,9 | 1846,53 | 0,03185 | 1 | 2034,63 | 0,0321 | C.V |
| 5 | 25224,416 | 306 | 0,9 | 2141,27 | 0,03465 | 0,9 | 2272,76 | 0,0326 | C.V |
| 4 | 30449,71 | 306 | 0,9 | 2394,75 | 0,03740 | 0,9 | 2477,51 | 0,0361 | C.V |
| 3 | 35844,09 | 306 | 0,8 | 2610,02 | 0,03590 | 0,85 | 2642,17 | 0,0377 | C.V |
| 2 | 41238,45 | 306 | 0,75 | 2782,99 | 0,03632 | 0,75 | 2760,29 | 0,0366 | C.V |
| 1 | 46821,78 | 306 | 0,6 | 2910,79 | 0,03154 | 0,6 | 2762,75 | 0,0332 | C.V |
| RDC | 52405,01 | 306 | 0,4 | 2994,54 | 0,02288 | 0,445 | 2842,66 | 0,0268 | C.V |
| S,SOL | 58461,3 | 306 | 0,05 | 3009,29 | 0,00317 | 0,055 | 2854,15 | 0,0037 | C.V |

Chapitre V
Les éléments
Secondaires

V.1. Étude L'acrotère

V.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la terrasse des infiltrations des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

V.1.2. Hypothèse de calcul

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

V.1.3. Détermination des sollicitations

V.1.3.1. Évaluation des charges et surcharges

Surface de l'acrotère

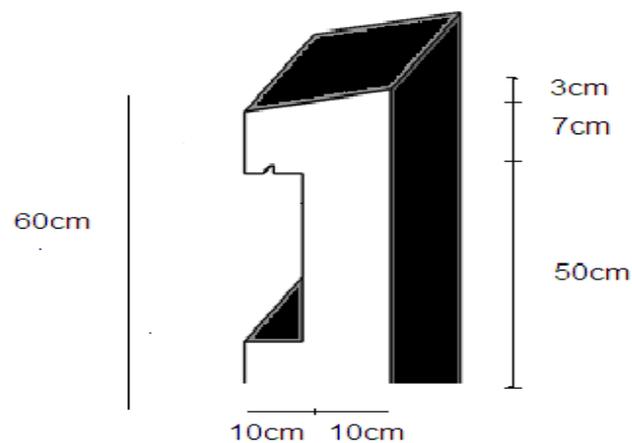


Figure V.1: Schéma d'acrotère.

Poids propre : $G_p = 25 \cdot S = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ KN/m}^2$

La surface S : $S = 0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,15 + (0,03 \times 0,15) / 2 = 0,0685 \text{ m}^2$ Revêtement enduit
ciment :

$G_r = 20 \cdot e \cdot U = 200,02 \times 1,474 = 0,589 \text{ KN/m}$

Perimeter U: $U = 0,6 + 0,1 + 0,104 + 0,07 + 0,1 + 0,5 = 1,474 \text{ m}$

Poids total: $G_t = G_p + G_r = 1,71 + 0,589 = 2,29 \text{ KN/m}$

$G = 2,29 \text{ KN/m}$

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

V.1.3.2. La force F_p

D'après les règles du *RPA 99 version 2003 Art 6.2.3* La force F_p est :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération des zones (zone IIa, group 2 $\Rightarrow A = 0,15$)

C_p : Facteur force horizontale 0,8

W_p : Poids de l'élément.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,29$$

$$F_p = 1,099 \text{ KN/m}$$

V.1.3.3. Calcul des sollicitations

- Calcul à ELU :

Effort Normal : $N_u = 1,35W = 1,35 \times 2,29 = 3,09 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_u = 1,5F_p h = 1,5 \times 1,099 \times 0,6 = 0,99 \text{ KN.m}$

- Calcul à ELS :

Effort Normal $N_s = W = 2,29 = 2,29 \text{ KN}$

Moment fléchissant $M_u = F_p h = 1,465 \times 0,6 = 0,659 \text{ KN.m}$

- **Calcul l'excentricité**

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

➤ **Excentricité du 1^{er} ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2cm \\ \frac{L}{250} = \frac{60}{250} = 0,24cm \end{array} \right.$$

$$e_a = 2cm$$

$$e_1 = \frac{0,99}{3,09} + 0,02 = 0,34m$$

Elancement géométrique

l_f : la longueur de flambement.

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement

$$L_f = 2 \cdot h_1 = 2 \times 0,6 = 1,2m$$

$$h = 10cm$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12 < \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) = \max \left(15; \frac{20 \times 0,34}{0,1} \right) = 68$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

➤ **Excentricité du 2^{ème} ordre e_2**

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f}{10^4 \cdot h} [2 + (\alpha \cdot \varphi)]$$

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{W_P}{W_P + F_p} = \frac{2,29}{2,29 + 1,099} = 0,675$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée

$\varphi = 2$ (rapport de déformation finale)

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement

$$e_2 = \frac{3,1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} [2 + (0,675 \times 2)] = 0,014 \text{ m.}$$

Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,34 + 0,014 = 0,354 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2) = 3,09 \times (0,354) = 1,09 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1$$

$$T_{u \max} = 1,50 \text{ KN}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,354 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$M_a = 3,09 \times 0,4 = 1,24 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$e_{0\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,659}{2,29} = 0,287 \text{ m}$$

$$e_A = e_{0\text{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,287 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,328 \text{ m}$$

$$M_{\text{serA}} = N_{\text{ser}} \cdot e_A = 2,29 \times 0,328 = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{sermax}} = Q = 1 \text{ KN}$$

V.1.4. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composé et sera fait pour une bande d'un mètre linéaire, pour le calcul, on considère une section (**b×h**) **cm²** soumise à la flexion composée.

$$d = 0,9 \times h_t = 0,9 \times 0,1 = 0,09 \text{ cm}$$

$$d' = 0,1 \times h_t = 0,1 \times 0,1 = 0,01 \text{ cm}$$

Avec:

d: la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieurs

d': la distance entre les armatures inférieurs et la fibre plus tendue

Les contraintes

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1,5$$

Moment de flexion fictive

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 3,09 \times 0,4 = 1,24 \text{ KN.m}$$

Si la section est partiellement comprimée, il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$1 \quad (d - d') N_u - M_a = (0,09 - 0,01) \times 309 \times 10^{-2} - 124 \times 10^{-2} = -1,24 \text{ MN.m}$$

$$2 \quad (0,037 - 0,81 - \frac{d'}{d}) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = (0,037 - 0,81 - \frac{0,01}{0,09}) \times 1 \times 0,1^2 \times 14,17 = 0,036 \text{ MN.m}$$

(1) ≤ (2) donc la section est partiellement comprimée

Moment réduit

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{1,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,011 MN.m$$

$\mu < 0,186$ (Pivot A) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire c.à.d. $A_{sc}=0$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011} \right)$$

$$\alpha = 0,013$$

$$Z = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,013)$$

$$Z = 0,089m$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1,24 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} = 0,4cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400} = 1,09cm^2$$

$$A_{st} = 0,42cm^2 < A_{min} = 1,09cm^2$$

Donc le ferrailage choisit est : $A_{st} = 4 \text{ HA8} = 2,01cm^2$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5cm^2$$

$$A_r = 4T8 = 2,01cm^2$$

On adopte une section d'armature : $A_r = 4HA8 = 2,01 cm^2$

$$S_t = \min (3.h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = \min (18 ; 33)$$

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

Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\begin{cases} M_{uA} = N_u \cdot e_A = 3,09 \times 0,4 = 1,24 \text{ KN.m} \\ M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A = 2,29 \times 0,328 = 0,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1,24}{0,75} = 1,65$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,65 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,57$$

$$\alpha = 0,015 < 0,57 \quad \text{CV}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Vérification au cisaillement

$$T_{u(\max)} = F_p = 1,465 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u(\max)}}{b.d} = \frac{1,465 \cdot 10^{-3}}{1,0,09} = 0,016 \text{ MPa}$$

D'après **CBA 93 Article .5.1.2 .1** : Pour des Fissurations peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33MPa; 5MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33MPa > \tau_u = 0,016MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

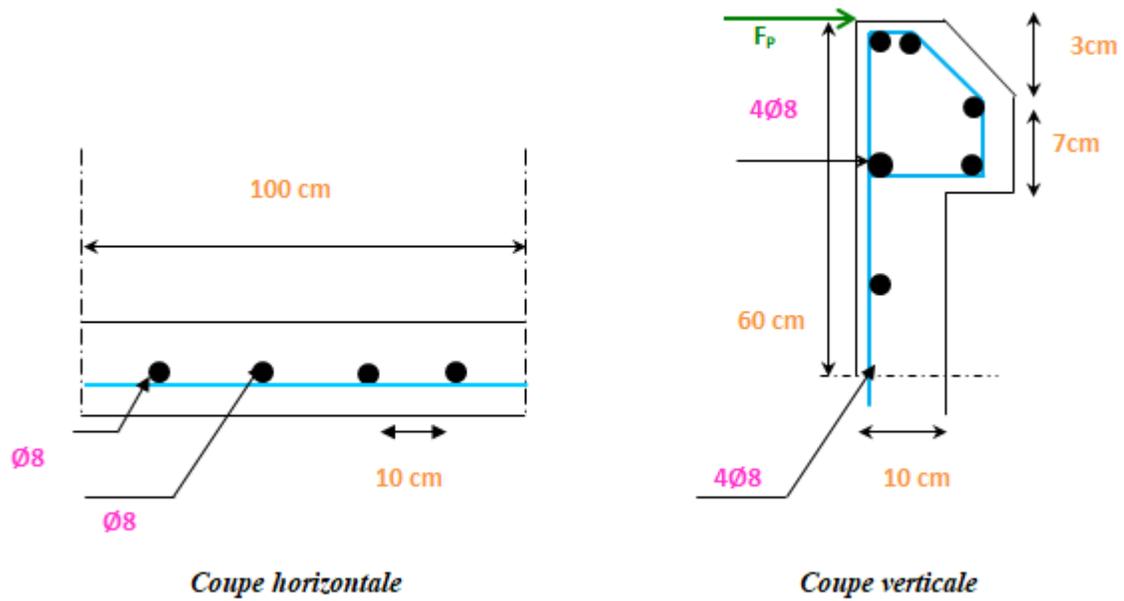


Figure V 2: Dessin de ferrailage.

V.2. Cage D'ascenseur

V.2.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

L'ensemble du dispositif des guides, moteur, mécanique et câbles est installé le plus souvent dans une trémie ou gaine rectangulaire verticale fermée ou parfois semi-fermée située en général à l'intérieur de l'édifice, dans laquelle la cabine et le contrepoids gravitent

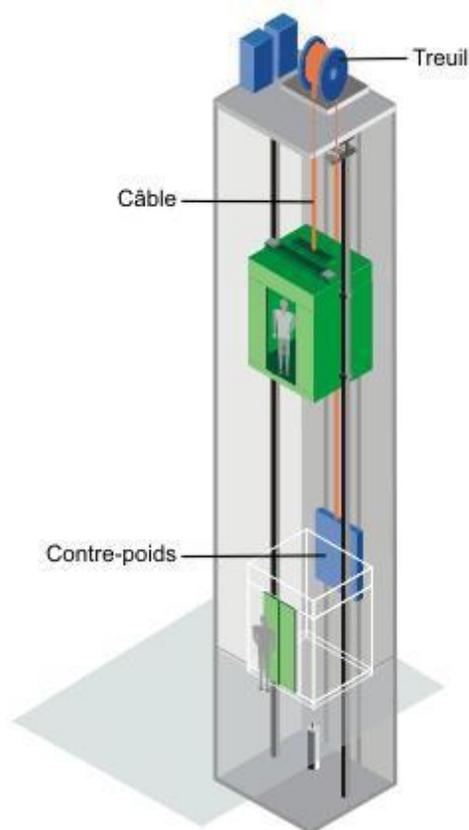


Figure V 3 : Schéma descriptif d'un Ascenseur.

V.2.2. L'étude d'ascenseur

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

Q : la charge en cabine.

P_{cp} : le poids de contrepoids tel que : $P_{cp} = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes La charge nominale est de **675 kg** pour **9 personnes** avec une surface utile de la cabine de 1,68m².

V.2.2.1. Dimensions de Notre ascenseur

Ses dimensions selon la fiche technique de l'ascenseur :

- Largeur : 1,20 m
- Profondeur : 1,40 m
- Hauteur : 2,135 m
- La Largeur de porte: 0,8m
- La hauteur de porte: 2,10m
- La hauteur de la course : 34,34 m

V.2.2.2. Détermination des charges et surcharges

Poids de L'ascenseur

Poids (treuil et moteur) : $P_{treuil} = 12,00KN$

Le poids de la cabine P_c est : $P_c = 466 Kg = 4.66 KN$

Le poids mort total P_m est : $p_m = \sum M_i = 2350Kg = 23.50KN$

Le contre poids P_{cp} est : $P_{cp} = 2350 + \frac{675}{2} = 2687.5Kg = 26.88KN$

Le poids des câbles M_g : $M_g = m \times n \times l$

$$M_g = 38.52Kg \text{ Avec } \begin{cases} m: \text{la masse linéaire de cable} & m = 0.515Kg/m \\ n: \text{le nombre des cables} & n = 2 \text{ cables} \\ L: \text{longeur des cables} & L = 37.4m \end{cases}$$

$$G_{asc} = P_{treuil} + P_m + P_{cp} + M_g = 6276,52kg = 62,76KN$$

$$G = 62,76KN$$

$$Q = 6,75KN$$

DONC :

$$G_1 = \frac{G}{S} = \frac{62.76}{3.24} = 19.37KN/m^2$$

$$Q_1 = \frac{Q}{S} = \frac{6.75}{3.24} = 2.08KN/m^2$$

aves S: surface de la dalle de machine

V.2. 3. Étude de la dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

Alors cette dernière est une pièce mince et plane en béton armé, elles reposent avec ou sans continuité, sur quatre appuis.

Dans notre cas ces appuis sont constitués des voiles.

Dalle pleine

$$e = 25cm \text{ et } \rho = 2500 Kg / m^3$$

$$G_2 = 0.25 \times 25 = 6.25Kg / m^2$$

Enduit de ciment

$$e = 2\text{cm et } \rho = 2000 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$G_3 = 0.02 \times 20 = 0.4 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$G_{Dp} = 6,25 + 0,4 = 6,65 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{Dp} = 1 \text{KN} / \text{m}^2$$

La charge totale

$$G_T = \sum G_i = 19.37 + 6.65 = 26,02 \text{KN/m}^2$$

$$Q_T = \sum Q_i = 2.08 + 1 = 3,08 \text{KN/m}^2$$

V.2.3.1. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait pour une bande de 1m, de section (b x h)

Le calcul se fait pour une dalle en flexion simple

Les moments selon sap 2000**Tableau V 1 : les moments fléchissant et effort**

| | ELU | | | ELS | | |
|----|----------------|----------------|------|----------------|----------------|------|
| | M _t | M _a | T | M _t | M _a | T |
| XX | 28,46 | 5,23 | 8,22 | 20,64 | 0,37 | 0,8 |
| YY | 15,99 | 5,15 | 8,23 | 9,27 | 0,98 | 5,48 |

Les Contraintes :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{MPa}$$

ELU Sens xx**a-Ferraillage en travée**

On a: $b = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 0,9h = 22,5\text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\frac{28,46 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,039 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) = 0,049$$

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

$$\beta = (1 - 0,4 \times 0,049) = 0,98$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{28,46 \times 10^{-3}}{0,98 \times 0,225 \times 348} = 3,70 \text{cm}^2$$

b-Ferraillage en appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\frac{5,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} = 0,0072 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0072}) = 0,009$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.009) = 0.99m$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{5,23 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.225 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2$$

ELU Sens YY

a-Ferraillage en travée

On a: $b = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 0,9h = 22,5\text{cm}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{15,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.022 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.027$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.027) = 0.98m$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{15,99 \times 10^{-3}}{0.98 \times 0.225 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

b-Ferraillage en appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{5,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 0.0071 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0071}) = 0.009$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.009) = 0.99m$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} \geq \frac{5,15 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.225 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,9}{4} = 0,97$$

On prend **7T12** comme ferrailage de répartition de section **7,91cm²**

Calcul de l'espacement

$$E_{sp} = \min(1.5d; 40\text{cm}) = \min(33.75\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$E_{sp} = 33.75\text{cm}$$

On prend: $E_{sp} = 15\text{cm}$

Finalement : On adopte **7T12** de section **7,91 cm²** pour les armatures longitudinales et de répartition.

Espacement = **15 cm**

Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Selon CBA 93 « Article 5.1.2 .1 » ; Pour des Fissurations peu préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right) = \min(3.33MPa; 5MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\tau_{u(xx)} = \frac{8,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 0,036$$

$$\tau_{u(xx)} < \bar{\tau}$$

CV

$$\tau_{u(yy)} = \frac{8,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 0,035$$

$$\tau_{u(yy)} < \bar{\tau}$$

Vérification en ELS

Ce type de Dalle se situe dans un local couvert, donc il soumis à des fissurations peu préjudiciables. Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

Selon XX**En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{28,46}{20,64} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha_t = 0,049 < 0,43 \quad \text{CV}$$

En Appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5,23}{0,37} = 14,1$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{14,1-1}{2} + \frac{25}{100} = 6,1$$

$$\alpha_a = 0,009 < 6,1 \quad \text{CV}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Selon YY

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15,99}{9,27} = 1,27$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38$$

$$\alpha_t = 0,027 < 0,38 \quad \text{CV}$$

Appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5,15}{0,98} = 5,25$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{5,25-1}{2} + \frac{25}{100} = 2,3$$

$$\alpha_a = 0,009 < 2,3 \quad \text{CV}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

V.3. Ferrailage du Balcon

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrailée en flexion simple.

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Dans notre plan on a deux types des balcons variables des dimensions, on a choisi le balcon plus défavorable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple

Calcul a l'ELU

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

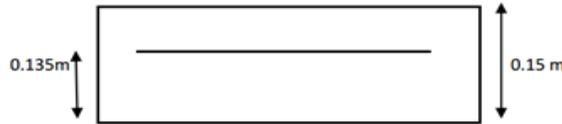
$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

Les contraintes

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

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



$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{28} = 2,1$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Ferraillage calculé

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons

Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{f_{cb} \times b \times d^2} = \frac{26,07 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,135^2} = 0,101 \quad \text{Asc}=0$$

Alors $\mu < 0,186$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,101}) = 0,133$$

Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,133) = 0,127$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,07 \times 10^{-3}}{0,127 \times 348} = 5,86 \text{ cm}^2$$

Alors on choisit du 7T12 pour une section de 7,91cm²

L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : e=15cm

Les Armatures de répartitions A_r

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,97 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 de section 3,93cm² avec un espacement de 25 cm

Contrainte de cisaillement : C.B.A.93 Art A-5-1-2-1-1

Selon CBA 93 Article.5.1.2 .1 ; les fissurations dans le béton sont peu préjudiciables D'après les résultats obtenus par **sap 2000**

T_{max}=24,22KN

$$\tau_u = \frac{T_{(\max)}}{b \cdot d} = \frac{24,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,179 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,179 < \bar{\tau} = 2,5 \quad \text{C.V}$$

Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_{ser} = 19,04 \text{ KN}$$

1. Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d-y)$$

$$50y^2 + 33,9y - 457,65$$

$$y = 2,7$$

(Position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)

2. Détermination du moment d'inertie

$$I_G = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_{sr}(d-y)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$I_G = \frac{100 \times (2,7)^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (13,5 - 2,7)^2$$

$$I_G = 4610,20 \text{ cm}^4$$

3. Vérification des contraintes :

Contraintes maximales de compression de béton : $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{19,04 \times 10^{-3}}{4610,20 \times 10^{-8}} \times 2,7 \times 10^{-2} = 11,15 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 11,15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Contraintes maximales de traction des aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$

Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e; \text{Max} \left(0.5 F_e; 110 \sqrt{\eta F_{ij}} \right) \right\}$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{19,04 \times 10^3}{4610,2} \times (13,5 - 2,7) = 369,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 369,05 \text{ MPa} < F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 15$ coefficient de fissuration.

V.4. Ferrailage du L'escalier :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de logeur.

On va déterminer le ferrailage le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types

Sont calculé à l'aide du logiciel **sap 2000**.

V.4.1. Ferrailage du la paillasse

V.4.1.1. Calcul les Armatures longitudinales:

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

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

Les contraintes

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

➤ **Le ferrailage calculé**

$$M_{u\max}=12,52\text{KN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0481 < 0,186 \quad \text{Asc}=0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0481}) = 0,061$$

Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,061) = 0,131\text{m}$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{12,52 \times 10^{-3}}{0,131 \times 348} = 2,74\text{cm}^2$$

$$A_{st} = \text{Max}(A_{\min}; A_{st}) = (1,63; 2,74) = 2,74\text{cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi est : **A_{st} travée = 7T12 = 7,91 cm²**

L'espacement

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}, 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : e=15cm

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,97 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T12 de section 7,91cm² avec un espacement de 15 cm

En appuis

$$M_{uA} = 6,56 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,0254 < 0,186 \quad A_{sc}=0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0254}) = 0,032$$

Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,032) = 0,133 \text{ m}$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{6,56 \times 10^{-3}}{0,133 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \text{Max}(A_{\min}; A_{st}) = (1,63 ; 1,41) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi est : A_{st} appuis = 7T12 = 7,91 cm

L'espacement

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

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

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

On adopte 7T12 avec un espacement de 15 cm

➤ Contrainte de cisaillement

Selon CBA 93 Article.5.1.2 .1 ; les fissurations dans le béton sont peu préjudiciables

D'après les résultats obtenus par

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{7,6 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,056\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,14\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Calcul à ELS

La vérification des contraintes se simplifie comme suite :

En travée

$$\text{On a : } M_{ut}=12,52\text{KN.m}$$

$$M_{St}=8,62\text{KN.m}$$

$$\gamma_t = \frac{12,52}{8,62} = 1,45$$

$$\alpha_t \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,45 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47$$

$$\alpha_t = 0,061 < 0,47 \quad \text{C.V}$$

En appuis

On a : $M_{ua}=6,56\text{KN.m}$

$M_{sa}=5,23\text{KN.m}$

$$\gamma_a = \frac{M_U}{M_S} = \frac{6,56}{5,23} = 1,25$$

$$\alpha_a \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37$$

$$\alpha_a = 0,032 < 0,37 \quad \text{CV}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{3,06}{4,7} = 0,6 > \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_S}{M_U} \frac{3,06}{4,7} = 0,6 > \frac{1}{10} \times \frac{8,62}{12,52} = 0,06$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{l}{f_e} \quad \frac{4,7 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,011$$

Donc la flèche est vérifiée.

Tableau V 2 : Ferrailage d'escalier.

| | A_{cacl} | $A_{choisie}$ | Ferr _{choi} | <i>La section</i> |
|--------|------------|---------------|----------------------|-------------------|
| Travée | 2,74 | 7,91 | 7T12 | 7,91 |
| Appuis | 1,41 | 5,65 | 7T12 | 7,91 |

V.4.2. Ferrailage de palie de repos

Tableau V 3: Les moments fléchissant et effort tranchant.

| | ELU | ELS |
|-----------------------------------|-------|-------|
| $M_{\max \text{travée}}$ (KN.m) | 45,79 | 19,31 |
| $M_{\max \text{ appuis}}$ (KN.m) | 38,86 | 17,81 |
| T_{\max} (KN) | 105,1 | 52,92 |

V.4.2.1. Calcul les Armatures longitudinales

Calcul à l'ELU

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

$$b=1\text{m}$$

$$d=0,9h=0,9 \times 15=13,5\text{cm}$$

➤ **Le ferrailage calculé**

En travée

$$M_{u\max}=45,79\text{KN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{45,79 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,177 < 0,186 \quad \text{Asc}=0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,177}) = 0,245$$

Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,077) = 0,121m$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{45,79 \times 10^{-3}}{0,121 \times 348} = 10,80cm^2$$

$$A_{st} = \text{Max} (A_{\min} ; A_{st}) = (1,63 ; 10,8) = 10,8cm^2$$

Donc le ferrailage choisi est : **A_{st} travée = 8T14 = 12,32cm²**

L'espacement

$$e \leq \min (3h ; 33cm) = \min (45cm, 33cm)$$

$$e \leq 33cm$$

On prend : e=15cm

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08cm^2$$

On adopte 7T12 de section 7,91cm² avec un espacement de 15 cm

En appuis

$$M_{uA} = 38,86 \cdot 10^{-3} MN.m$$

Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{38,86 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,150 < 0,186 \quad \text{Asc}=0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,150}) = 0,254$$

Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,254) = 0,121m$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{38,86 \times 10^{-3}}{0,121 \times 348} = 9,02cm^2$$

Donc le ferrailage choisi est : $A_{st \text{ appuis}} = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$

L'espacement

$$e \leq \min(3h ; 33cm) = \min(45cm, 33cm)$$

$$e \leq 33cm$$

On prend : $e = 15cm$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08cm^2$$

On adopte 7T12 de section $7,91cm^2$ avec un espacement de 15 cm

V.4.3. Ferrailage de la poutre palière

Tableau V 4: Les moments fléchissant et effort tranchant.

| | ELU | ELS |
|--------------------------|-------|-------|
| M_{\max} (travée) KN.m | 16,92 | 12,03 |
| M_{\max} (appuis) KN.m | 39,50 | 28,76 |
| T_{\max} KN | 52,15 | 42,12 |

V.4.3.1. Pré dimensionnement

On a : $L = 5,05m$

$$h = \left(\frac{L}{15}; \frac{L}{10} \right)$$

$$h = \left(\frac{505}{15}; \frac{505}{10} \right)$$

$$h = (33,66; 50,5)$$

h=45cm

$$b = (0,3h; 0,6h)$$

$$b = (13,5; 27)$$

b=30cm

$$d = 0,9h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

V.4.3.2. Calcul des armatures Longitudinale

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

➤ **Le R.P.A 99 V 2003 exige que :**

On a : $A_{\min} = 0,005b \cdot h$ dans toute la section

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Le ferrailage calculé**

En travée

$$M_{\text{umax}} = 16,92 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,92 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,024 < 0,186 \quad A_{sc} = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,031$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,031) = 0,40m$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{16,92 \times 10^{-3}}{0,40 \times 348} = 1,21cm^2$$

$$A_{st} = \text{Max} (A_{min}; A_{rpa}; A_{st}) = (1,46; 6,75; 1,21) = 6,75cm^2$$

Donc le ferrailage choisi est : A_{st} travée = 6T12 = 6,78 cm²

En appuis :

$$M_{ut} = 39,50 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,50 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,056 < 0,186 \quad \text{Asc}=0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Position relative de la fibre neutre :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056}) = 0,072$$

Bras de levier :

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,072) = 0,39m$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{39,50 \times 10^{-3}}{0,39 \times 348} = 2,91cm^2$$

$$A_{st} = \text{Max} (A_{min}; A_{rpa}; A_{st}) = (1,46 ; 6,75; 2,91) = 6,75cm^2$$

Donc le ferrailage choisi est : A_{st} appuis = 6T12 = 6,78 cm²

V.4.3.3. Calcul des armatures transversales

D'après le BAEL91 modifié 99 Le diamètre transversal est de :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; 1, 2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 28; 1, 2; 3) = 1, 2$$

On adopte $\phi_t = 8\text{mm}$

La section des cadres est $4\phi 8 = 2\text{cm}^2$

Calcul d'espacement des cadres

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

Zone nodale

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$$

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1, 2; 30\right)$$

$$\delta_t \leq 8,75\text{cm}$$

On adopte $\delta = 10\text{cm}$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2h$

Zone courante

$$\delta_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\delta_t \leq \frac{45}{2}$$

$$\delta_t \leq 22,5\text{cm}$$

On adopte $\delta = 15\text{cm}$

Contrainte de cisaillement

Selon CBA 93 Article.5.1.2 .1 ; les fissurations dans le béton sont peu préjudiciables D'après les résultats obtenus par *sap2000*

$$V_{MAX}=52,15$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{52,15 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} = 0,43 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5\right) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,43 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$$

Calcul à ELS

La vérification des contraintes se simplifie comme suite

En travée

$$\text{On a : } M_{ut}=16,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{St}=12,03 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_t = \frac{M_U}{M_S} = \frac{16,92}{12,03} = 1,4$$

$$\alpha_t \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha_t=0,031 < 0,45 \quad \text{C.V}$$

En appuis :

$$\text{On a : } M_{ua}=39,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sa}=28,76 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_a = \frac{M_U}{M_S} = \frac{39,5}{28,76} = 1,37$$

$$\alpha_a \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha_A = 0,072 < 0,43 \quad \text{CV}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{0,45}{5,05} = 0,089 > \frac{1}{16} = 0,06 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_S}{M_U} \frac{0,45}{5,05} = 0,089 > \frac{1}{10} \times \frac{28,76}{39,5} = 0,072$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{l}{f_e} \frac{5,65 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,405} = 0,0046 < \frac{5,05}{400} = 0,012$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

Tableau V 5: Ferrailage de la poutre palier

| | A_{cacl} | $A_{choisie}$ | Ferr choisie | Arm transversale | Espacement (cm) |
|--------|------------|---------------|--------------|------------------|--------------------|
| Travée | 6,75 | 6,78 | 6T12 | Ø8mm | 10 cm zone nodale |
| Appuis | 6,75 | 6,78 | 6T12 | | 15cm zone courante |

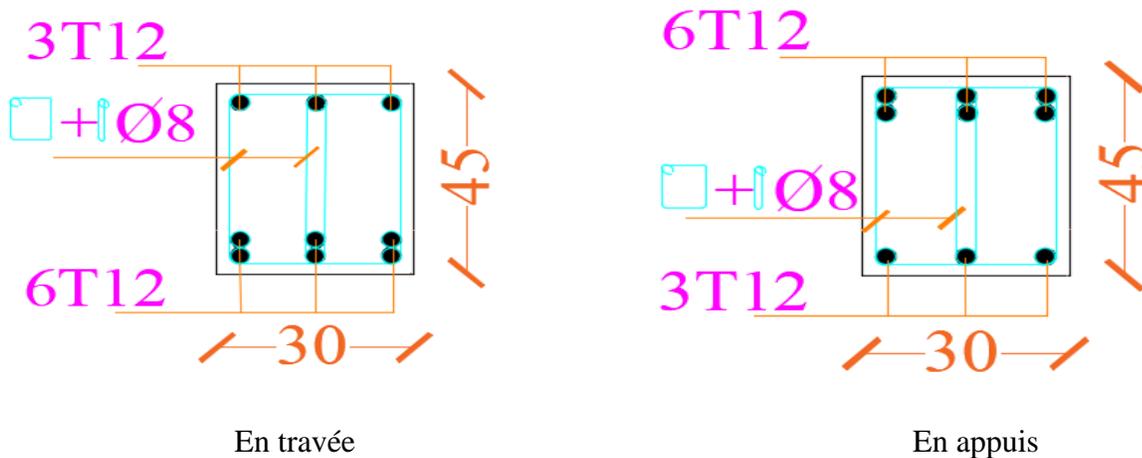


Figure V 4 : Schéma de ferrailage des poutres palier.

Exemple de ferrailage d'une poutre palier :

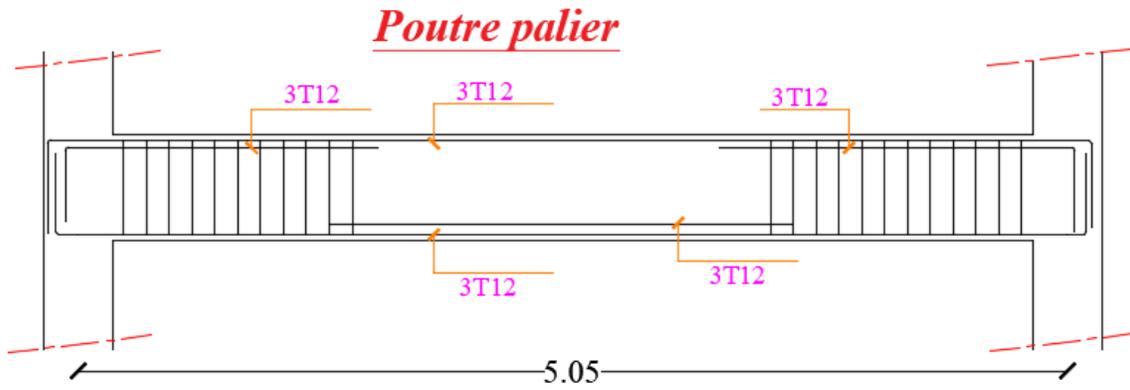


Figure V 5 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

Chapitre VI

Études des éléments

structuraux

VI.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol .Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutre) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ce pendant ces derniers doivent être bien armé et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

VI.2. Étude de ferrailage des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait a la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduite dans le logiciel SAP2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \quad \text{R.P.A 99 (article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

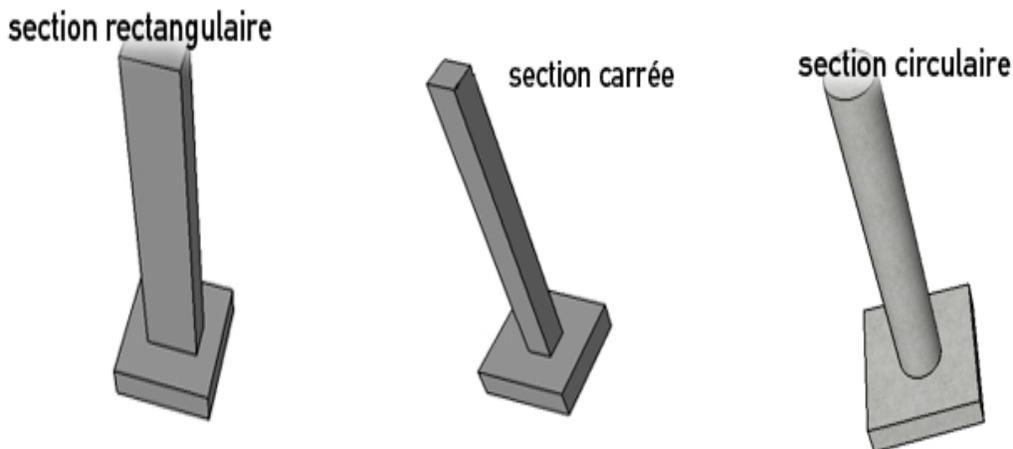


Figure VI 1 : Les différents types des poteaux.

VI.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

VI.2.2. Les armatures longitudinales : R.P.A 99 article 7.4.2.1

Notre exemple de calcul sera un poteau $50 \times 50 \text{ cm}^2$.

❖ ELU

$$Nu_{\max} = 1736,66 \text{ KN}$$

$$Mu_{\text{corresp}} = 10,33 \text{ KN.m}$$

$$h = 0,50\text{m} \quad b = 0,50\text{m} \quad d = 0,9h = 0,45\text{m} \quad d' = 0,1h = 0,05\text{m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{10,33}{1736,66} = 5,95 \cdot 10^{-3}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,005 + \frac{0,65}{2} - 0,065 = 0,21$$

$$M_A = Nu \cdot e_a = 1736,66 \times 0,21 = 357,66 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} a = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} \\ b = (d - d') \cdot Nu - M_A \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,5 \times 0,45 \times 14,17 \\ b = (0,45 - 0,05) \times 1736,66 \times 10^{-3} - 357,66 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = 0,41 \\ b = 0,33 \end{cases}$$

$a > b \rightarrow$ Donc la section est totalement comprimée et calculée à la flexion simple.

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{357,66}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,249MN$$

$$A'_u = 0$$

Section d'armature

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,364$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,85$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\delta_{st}} \cdot \left(\frac{357,66}{0,85 \times 0,45} - 1736,66 \right) \times 10^{-3} = -2,30$$

$$A_{st} = 0$$

Selon le R.P.A 99 :

$$A_{st \min} = 0,8\% B = (50 \times 50) \times \frac{0,8}{100}$$

$$A_{st \min} = 20cm^2$$

Condition du non fragilité :

$$A_{RPA} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{RPA} = 0,23 \times 0,50 \times 0,45 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{RPA} = 2,72cm^2$$

$$A_{adopte} = \max(A_{st,min}; A_{calculé}; A_{RPA})$$

$$A_{adopte} = 20cm^2$$

On adopte : 12T16

$$Nu_{corresp} = 859,20 \text{ KN}$$

$$Mu_{max} = 116,60 \text{ KN.m}$$

$$h = 0,50m \quad b = 0,50m \quad d = 0,9h = 0,45m \quad d' = 0,1h = 0,05m$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{116,60}{859,20} = 0,135m^2$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,135 + \frac{0,5}{2} - 0,05 = 0,335$$

$$M_A = Nu.e_a = 859,20 \times 0,335 = 287,83 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} a = (0,337.h - 0,81.d') \cdot b.d^2 \cdot \sigma_{bc} \\ b = (d - d') \cdot Nu - M_A \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,5 \times 0,45 \times 14,17 \\ b = (0,45 - 0,05) \times 859,20 \times 10^{-3} - 287,83 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = 0,36 \\ b = 0,055 \end{cases}$$

$a > b \rightarrow$ Donc la section est totalement comprimée et calculée à la flexion simple.

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2 \cdot f_{c28}} = \frac{287,83}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,200 \text{ MN}$$

$$A'_u = 0$$

Section d'armature:

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}\right) = 0,281$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,88$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{\delta_{st}} \cdot \left(\frac{287,83}{0,88 \times 0,45} - 859,20 \right) \times 10^{-3} = -0,38$$

$$A_{st} = 0$$

Selon le R.P.A 99 :

$$A_{st\min} = 0,8\% B = (50 \times 50) \times \frac{0,8}{100}$$

$$A_{st\min} = 20\text{cm}^2$$

Non fragilité :

$$A_{RPA} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{RPA} = 0,23 \times 0,50 \times 0,45 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{RPA} = 2,72\text{cm}^2$$

$$A_{adopter} = \max(A_{st\min}; A_{calculé}; A_{RPA})$$

$$A_{adopter} = 20\text{cm}^2$$

On adopte : 12T16**❖ ELS :**

$$Nu_{\max} = 1267,29\text{KN}$$

$$Mu_{\text{corresp}} = 7,46\text{KN.m}$$

$$e_1 = \frac{Mu_{corresp}}{Nu_{max}} = \frac{7,46}{1267,29} = 0,0058$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,0058 + \frac{0,5}{2} - 0,05 = 0,205$$

$$0,27 < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16$$

Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 101,82 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{101,82 \cdot 10^{-3}}{0,5 \times 0,45}$$

$$\tau_u = 0,452 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

VI.2.3. Les armatures transversales.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad \text{RPA99(Article 7.4.2.2)}$$

V_u : Est l'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur total de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il pris égal a :

2.5 Si $\lambda_g \geq 5$ λ_g : l'élançement géométrique

3.75 Si $\lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad l_f : \text{Longueur de flambement du poteau}$$

Avec a et b : Sont les démentions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en %, est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5; \frac{A_t}{tb_1} = 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3; \frac{A_t}{tb_1} = 0,8\% \dots \dots \dots \text{RPA99(Article 7.4.2.2)} \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \text{ interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres est les étriers doivent être fermés par les crochets a 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_l^{\min}$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre de diamètre suffisants ϕ cheminé $> 12\text{cm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du *sous sol (50x50) cm²*:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 4.2 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$D'où : A_t = \frac{3.75 \times 101.82 \times 15 \times 10^{-3}}{50 \times 400} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

Espacements :

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ \delta'_t \leq 10\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

Donc on prend : $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$$

Quantité d'armature minimale

On a : $\lambda_g < 5$ d'où

$$\text{- Zone nodale : } A_{\min} = 0.5\%(t \times b) = 0.5\%(10 \times 50) = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Zone courante : } A_{\min} = 0.5\%(t \times b) = 0.5\%(15 \times 50) = 3,75 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte pour 4 cadre **T8 = 3.12 cm²**

Tableau VI 1: Les efforts maximums et les moments correspondants.

| Etage | POTEAU | $N_{(max)} \rightarrow M_{correspondant}$ | | $M_{(max)} \rightarrow N_{correspondant}$ | | ELS | |
|-------|--------|---|-------|---|--------|---------|-------|
| | | | | | | N | M |
| SS-1 | 50.50 | 1736,66 | 10,33 | 116,60 | 859,20 | 1267,29 | 34,50 |
| 2-3 | 45.45 | 1249,38 | 4,8 | 107,05 | 662,31 | 908,01 | 34,34 |
| 4-5 | 40.40 | 927,96 | 7,71 | 92,20 | 451,57 | 674,97 | 33,12 |
| 6-7 | 35.35 | 618,65 | 7,3 | 73,41 | 329,35 | 450,39 | 30,96 |
| 8-9 | 30.30 | 344,49 | 4,6 | 74,64 | 96,77 | 250,70 | 23,39 |

Tableau VI 2: Ferrailage des poteaux.

| Poteaux | A_{RPA} (cm ²) | A_{CAL} (cm ²) | Ferrailage longitudinale | |
|---------|------------------------------|------------------------------|----------------------------|------------------|
| | | | Section (cm ²) | Choix |
| 50.50 | 20 | 2,3 | 24,12 | 12T16 |
| 45.45 | 16,2 | 2,76 | 20,36 | 4T16+8T14 |
| 40.40 | 12,8 | 1,24 | 14,2 | 4T16+4T14 |
| 35.35 | 9,8 | 0,77 | 12,32 | 8T14 |
| 30.30 | 7,2 | 0,45 | 8,68 | 4T14+4T12 |

❖ Schéma de ferrailage :

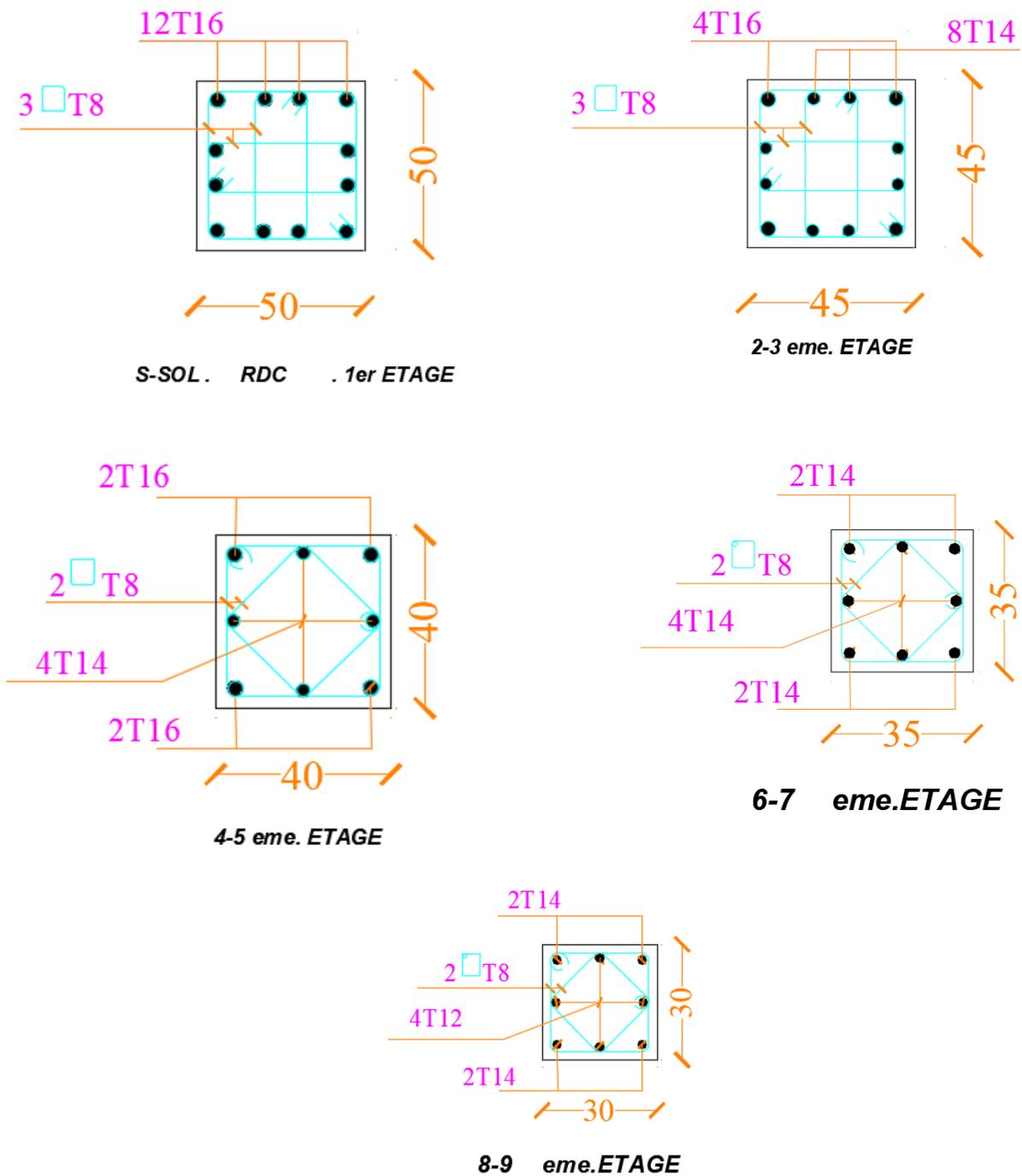


Figure VI 2 : Schéma de ferrailage des Poteaux.

VI.3. Étude de ferrailage des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants et les calculées sont à la flexion simple en fonction des moments maximums en travée et en appui pour obtenue

section d'armature $A = \max (A_{cal}, A_{min}, A_{RPA})$

VI.3.1. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons fondamentales CBA 93

$$\begin{cases} ELU \rightarrow 1,35G + 1,50Q \\ ELS \rightarrow G + Q \end{cases}$$

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

$$\begin{cases} ELA \rightarrow G + Q + E_x \\ ELA \rightarrow 0.8G \pm E_x \end{cases}$$

Pour les poutres dans l'axe Y :

$$\begin{cases} ELA \rightarrow G + Q + E_y \\ ELA \rightarrow 0.8G \pm E_y \end{cases}$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

On a deux types de poutres à étudier :

Poutres principales P.P 40.30cm

Poutres secondaires P.S 30.30 cm

VI.3.2. Étude des poutres principales P.P

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale du sous-sol.

$h=0,40m$; $b=0,30m$; $d=0,9h=0,36m$;

$f_{c28}=25MPa$

Les contraintes

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{MPa}$$

VI.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 version 2003

- ♦ **Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (Art : 7. 5. 2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_{min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{cm}^2$$

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinale est de :

$$4\% \text{ en zone courante : } A_{MAX} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{cm}^2$$

$$6\% \text{ en zone de recouvrement. } A_{MAX} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{cm}^2$$

Alors la section d'aciers à retenir sur appui et en travée est : $A_{RPA} = 6 \text{cm}^2$

- ♦ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,30 \text{cm}^2$$

- ♦ **Ferraillage calculé :**

Les différentes sollicitations sont obtenues à partir de logiciel **SAP 2000**

Tableau VI 3: Les moments maximums (en travée et en appui).

| | | ELU | | ELS | | ELA | |
|----------------------|--------|--------------|-----------------|-----------------|--------------|--------------|--------------|
| Etage | Poutre | M_T (KN.m) | M_A (KN.m) | M_T (KN.m) | M_A (KN.m) | M_T (KN.m) | M_A (KN.m) |
| Terrasse | 30,40 | 40,13 | 81,89 | 29,34 | 59,83 | 44,38 | 91,28 |
| Étage courant | 30,40 | 50,95 | 67,61 | 37,01 | 52,94 | 70,27 | 101,47 |

En travée

$$M_{T_{\max}} = 44,38 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{44,38 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,47} = 0,061 < \mu_r = 0,186$$

Position relative de la fibre neutre

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061} \right) = 0,08$$

Bras de levier

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,10) = 0,348 \text{ m}$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_T}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{44,38 \times 10^{-3}}{0,345 \times 400} = 3,18 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA})$$

$$A = \max (3,69; 1,30 ; 6) = 6 \text{ cm}^2$$

Ferraillage sur appuis

$$M_{A_{\max}} = 91,28 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{91,28 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36^2 \times 18,47} = 0,127 < \mu_r = 0,186$$

Position relative de la fibre neutre

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,127} \right) = 0,17$$

Bras de levier

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,23) = 0,335 \text{ m}$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_T}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{91,28 \times 10^{-3}}{0,326 \times 348} = 6,81 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = \max (A_{cal} ; A_{\min} ; A_{RPA})$$

$$A = \max (6,81 ; 1,30 ; 6) = 6,81 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à E.L.S

En travée

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de Vérifier que

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{44,38}{29,34} = 1,51$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,51 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,505 \quad \longrightarrow \quad 0,08 \leq 0,505 \quad \text{C.V}$$

Sur appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{91,28}{59,83} = 1,52$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,52 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,51 \quad \longrightarrow \quad 0,17 \leq 0,51 \quad \text{C.V}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton. Les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

➤ Vérification de l'effort tranchant

Selon **CBA 93 Article.5.1.2 .1** ; les fissurations dans le béton sont peu préjudiciables D'après les résultats obtenus par *sap 2000*.

$$T_{\max}=130,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{130,82 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \quad CV$$

VI.3.2.2. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance ($f_e=400 \text{ MPa}$).

Diamètre des armatures transversales **Selon le CBA93**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{40}{35}; 1,6; \frac{30}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min [1,14; 1,6; 3] = 1,14 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des cadres: **D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

- **En zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \right)$$

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30 \right) = 11,25 \text{ cm}$$

On prend $\delta_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante**

$$\delta_i \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

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

Longueur de la zone nodale : RPA99 V 2003

$$h' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

Section des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35\text{cm}^2$$

On résume les résultats à l'aide d'Expert dans tableau suivant :

Tableau VI 4 : Ferrailage des poutres principales.

| E | Travée | | | | Appuis | | | | ϕ_t | δ_t cour ant | δ_t noda le |
|---------|------------------|------------------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|---------------------|---------------------|----------|---------------------------|--------------------------|
| | A_{cal} | A_{max} | A_{choisi} | Choix des armatures | A_{cal} | A_{max} | A_{choisi} | Choix des armatures | | | |
| Terrass | 3,69 | 6 | 8,01 | 3T14+3T12 | 6,81 | 6,81 | 8,01 | 3T14+3T12 | 8 | 15 | 10 |
| Etage | 5,20 | 6 | 8,01 | 3T14+3T12 | 7,74 | 7,74 | 8,01 | 3T14+3T12 | 8 | 15 | 10 |

○ **Exemple de la poutre terrasse**

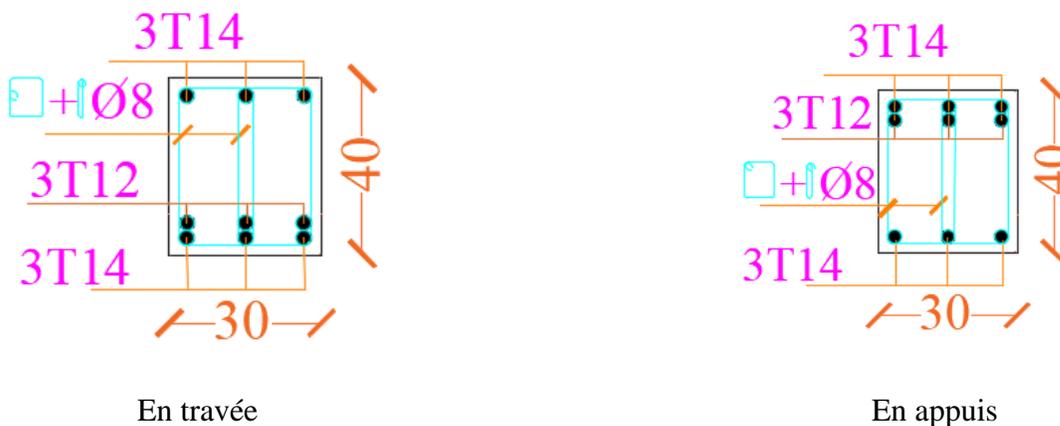


Figure VI 3 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

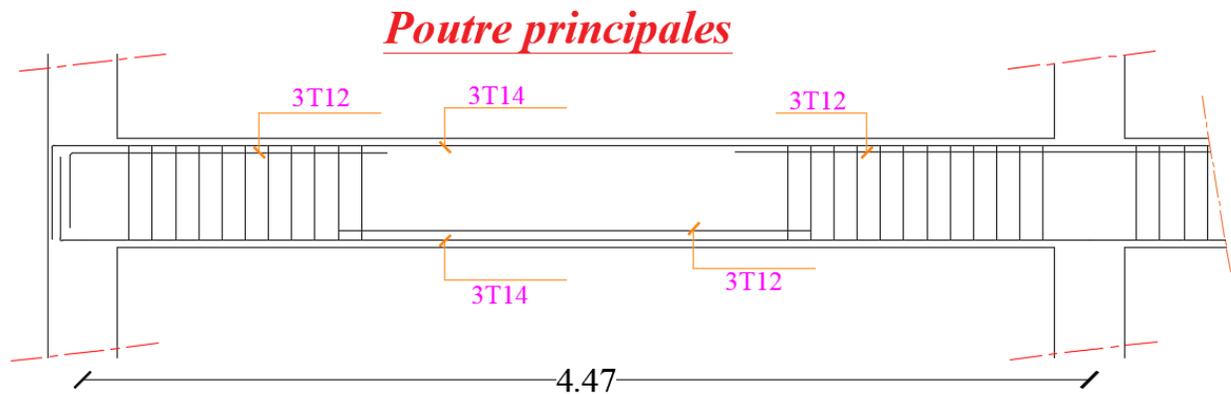


Figure VI 4 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

VI.3.2. Étude des poutres secondaires P.S

Tableau VI 5: Les moments maximums (en travée et en appui).

| Etage | Poutre | ELU | | ELS | | ELA | |
|----------------------|--------|--------------|-----------------|-----------------|--------------|--------------|--------------|
| | | M_T (KN.m) | M_A (KN.m) | M_T (KN.m) | M_A (KN.m) | M_T (KN.m) | M_A (KN.m) |
| Terrasse | 30.30 | 23,32 | 32,61 | 16,95 | 26,61 | 34,88 | 58,40 |
| Étage courant | 30.30 | 25,06 | 40,35 | 18,18 | 29,35 | 58,75 | 82,16 |

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales.

Tableau VI 6 : Ferrailage des chaînages

| E | Travée | | | | Appuis | | | | ϕ_t | δ_t cour ant | δ_t noda le |
|---------------|-----------|-----------|--------------|------------------------|-----------|-----------|--------------|------------------------|----------|---------------------------|--------------------------|
| | A_{cal} | A_{max} | A_{choisi} | Choix des armatures | A_{cal} | A_{max} | A_{choisi} | Choix des armatures | | | |
| terrasse | 3,77 | 4,5 | 5,75 | 3T14+1T12 | 6,94 | 6,94 | 8,01 | 3T14+3T12 | 8 | 15 | 10 |
| Etage courant | 6,99 | 6,99 | 8,01 | 3T14+3T12 | 10,3 | 10,3 | 10,78 | 3T14+4T14 | 8 | 15 | 10 |

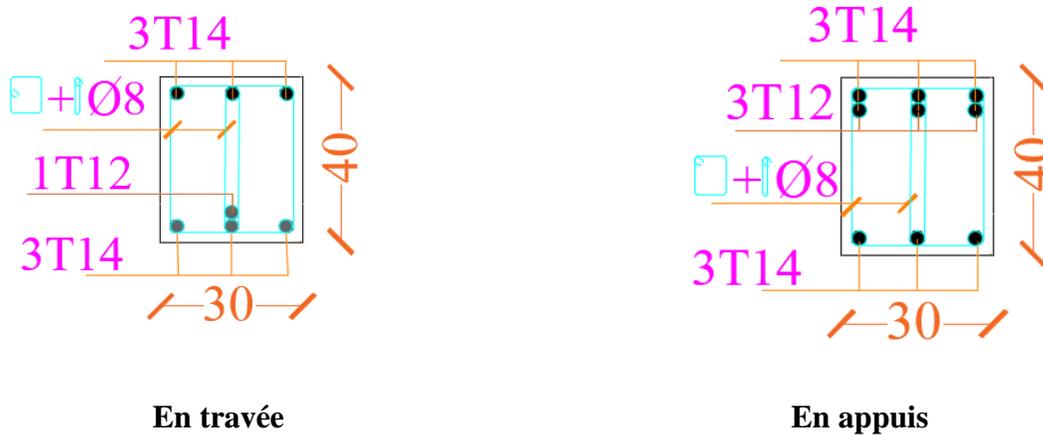


Figure VI 5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

Exemple de ferrailage d'une poutre secondaire :

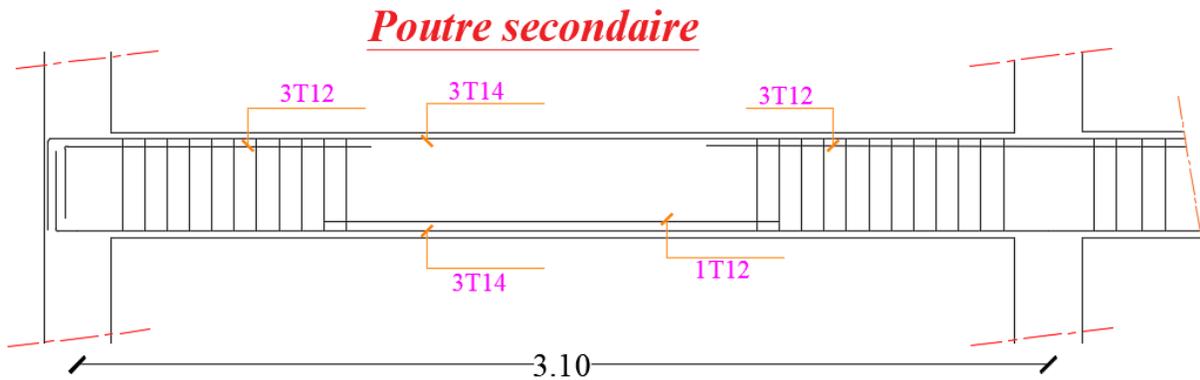


Figure VI 6 : Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

VI.4. Etude des voiles

VI.4.1. Introduction

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres, ils présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Trois grandes catégories de structures contreventées par voiles peuvent être rencontrées :

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques,
- 2) structures à noyau central,
- 3) structures uniquement à murs porteurs.

Dans le cas 1), le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales. Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base. La Figure (Fig.VI.7) montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (A_0), d'armatures verticales uniformément réparties (A) et d'armatures horizontales (A_t), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

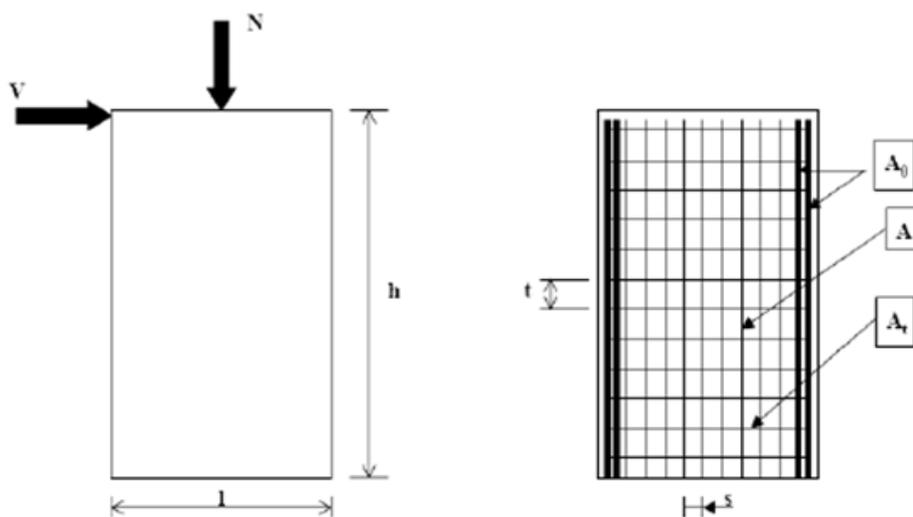


Figure VI 7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

VI.4.2. Voiles de contreventements

Tableau VI 7: Les résultats des efforts normaux ; tranchants et moments fléchissant.

| | $N(F_x)$ | $T(F_z)$ | $M(M_y)$ |
|------------|----------|----------|----------|
| ELU | 800,98 | 11,78 | 18,88 |
| ELS | 587,56 | 8,56 | 13,71 |
| ELA | 1032,16 | 13,91 | 22,28 |

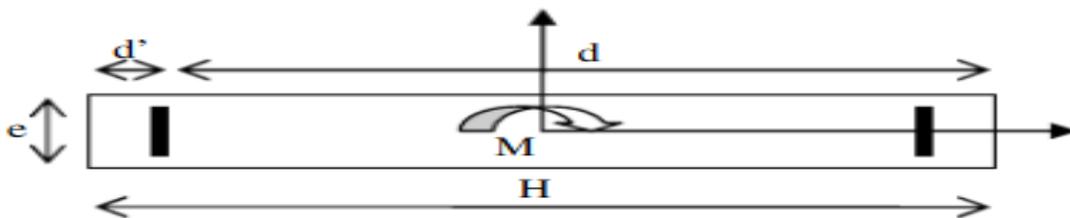


Figure VI 8: Schéma d'un voile plein.

Longueur : $L = 2.5m$

Epaisseur : $ep = 0,2m$

La section : $A = 0,69m^2$

moment d'inertie : $I = 0.85m^2$

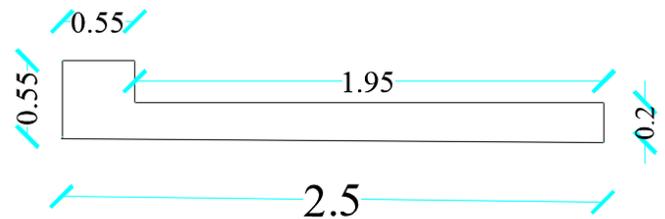


Figure VI 9 : Les dimensions des voiles .

V : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée

$$V = \frac{b}{2} = 1,25m$$

VI.4.2.1. Détermination des contraintes**ELA**

$$\delta = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\delta = \frac{1032,16}{0,69} \pm \frac{22,28 \times 1,25}{0,85}$$

$$\delta_1 = 1495,88 + 32,76 = 1528,64 = 1,52 \text{MPa}$$

$$\delta_2 = 1495,88 - 32,76 = 1463,12 = 1,46 \text{MPa}$$

ELU :

$$\delta = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\delta = \frac{800,98}{0,69} \pm \frac{18,88 \times 1,25}{0,85}$$

$$\delta_1 = 1160,84 + 27,76 = 1188,60 = 1,18 \text{MPa}$$

$$\delta_2 = 1160,84 - 27,76 = 1133,08 = 1,13 \text{MPa}$$

δ_1 et $\delta_2 > 0 \rightarrow$ La section voile est entièrement comprimée pas de zone tendue alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA 99 version 2003**.

VI.4.2.2. Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

$L = 1\text{m}$ (On calcule le ferrailage par 1ml).

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Le diamètre des armatures :

$$D \leq (1/10).a \quad (mm)$$

$$D \leq (1/10) \times 150$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

on adopte $D = 12 \text{ mm}$

L'espaceur

Selon le CBA 93

$$St \leq \min(2a; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(40; 33 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte un espaceur de 15 cm

En utilisant un programme de calcul de ferrailage on détermine la section d'armature

Le choix de la section des armatures verticales est 7 T 12 = 7,91 cm²/m

VI.4.2.3. Détermination des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 7T 12 = 7,91cm²/ml avec un espaceur de 15 cm

VI.4.2.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On ana :

$$\tau = \frac{\bar{T}}{a.l} < 0,05.f_{c_{28}}$$

avec : $\bar{T} = 1,4T$ (l'effort tranchant de calcul major de 40%)

a : épaisseur du voile

l : longueur du voile

$$\tau = \frac{(1,4 \times 1,39) \cdot 10^{-3}}{0,20 \times 2,5} = 3,8 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau = 3,8 \times 10^{-3} \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

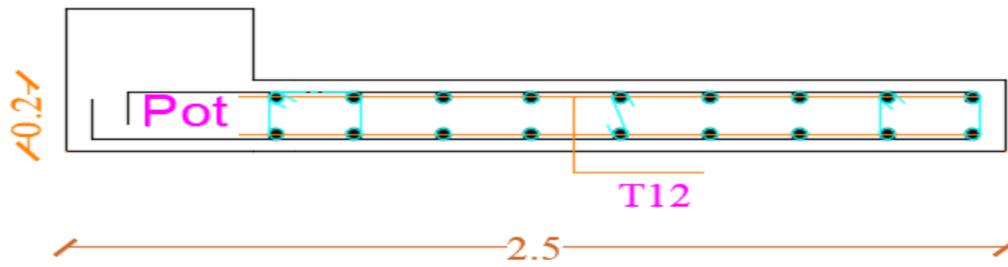


Figure VI 10 : Schéma de ferrailage du voile.

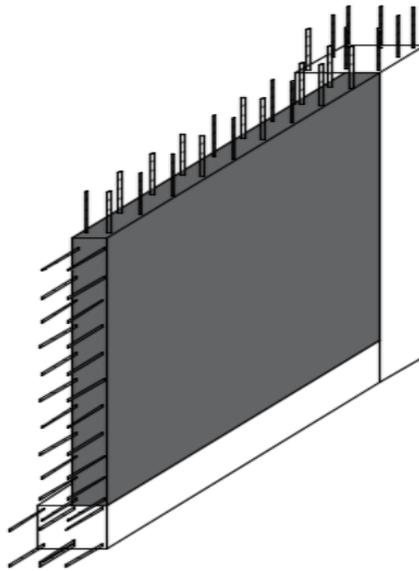


Figure VI 11 : Schéma de ferrailage du voile 3D.

VI.4.3. Voile périphérique

VI.4.3.1 Introduction

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ✓ Assurant la liaison avec le sol et répartissent les efforts.
- ✓ Elle joue un rôle d'appuis.
- ✓ Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci- dessous :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

-Dimensionnement

VI.4.3.2 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L = 4,70m; H = 3,06m; e = 15cm$$

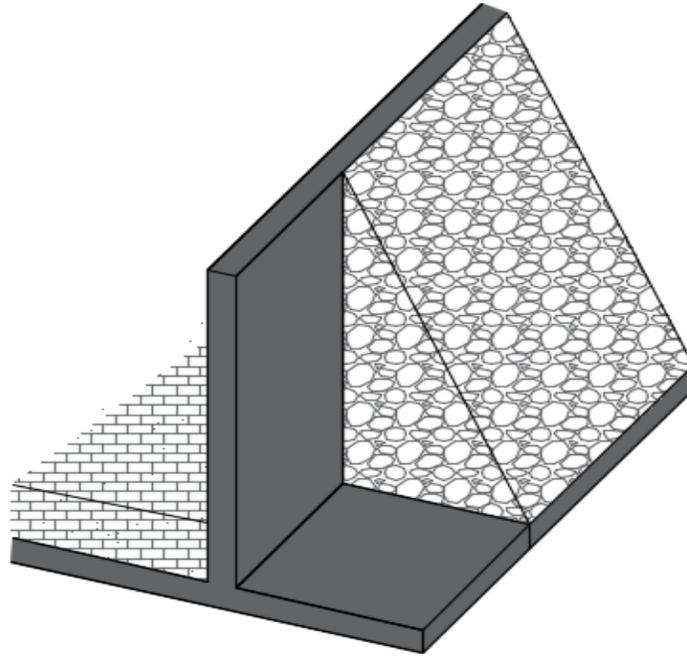


Figure VI 12: La poussée de la terre sur les voiles du périphérique.

Avec :

F_p : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma = 18 \text{KN} / \text{m}^3$: Poids spécifique des terres

h : Hauteur du voile.

K_a : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\alpha = 30^\circ$: Angle de frottement des terres :

$$K_a = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} = 0,33$$

$$F_p = 0,33 \times 18 \times 4,68 = 27,81 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = 1,35 F_p = 1,35 \times 27,81 = 37,54 \text{KN} / \text{m}^2$$

Efforts dans le voile :

ELU

❖ **Appuis**

$$Nu_{\max} = 494,92 \text{ KN}$$

$$Mu_{\text{corresp}} = 59,18 \text{ KN.m}$$

$$h = 0,15 \text{ m} \quad b = 1,00 \text{ m} \quad d = 0,9h = 0,135 \text{ m} \quad d' = 0,1h = 0,015 \text{ m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{59,18}{494,41} \times 92 = 0,119$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,119 + \frac{0,15}{2} - 0,015 = 0,179$$

$$M_A = Nu.e_a = 494,92 \times 0,179 = 88,59 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} a = (0,337.h - 0,81.d') . b.d^2 . \sigma_{bc} \\ b = (d - d') . Nu - M_A \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = (0,337 \times 0,15 - 0,81 \times 0,015) \times 0,135^2 \times 1 \times 14,17 \\ b = (0,135 - 0,015) \times 494,92 \times 10^{-3} - 88,59 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = 0,009 \\ b = 0,029 \end{cases}$$

$a < b \rightarrow$ Section partiellement comprimée

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{88,59}{1 \times 0,135^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,343 \text{ MN}$$

$$\mu = 0,343 > 0,186$$

Section d'armature

$$\alpha = 1,25 . \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,549$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,780$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{348} \cdot \left(\frac{59,18}{0,780 \times 0,135} - 494,92 \right) \times 10^{-3} = 1,92 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 0$$

❖ Travée

$$Nu_{\max} = 502,01 \text{ KN}$$

$$Mu_{\text{corresp}} = 55,31 \text{ KN.m}$$

$$h = 0,15 \text{ m} \quad b = 1,00 \text{ m} \quad d = 0,9h = 0,135 \text{ m} \quad d' = 0,1h = 0,015 \text{ m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{55,31}{502,01} = 0,110$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,110 + \frac{0,15}{2} - 0,015 = 0,17$$

$$M_A = Nu \cdot e_a = 502,01 \times 0,17 = 85,34 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} a = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} \\ b = (d - d') \cdot Nu - M_A \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = (0,337 \times 0,15 - 0,81 \times 0,015) \times 0,135^2 \times 1 \times 14,17 \\ b = (0,135 - 0,015) \times 502,01 \times 10^{-3} - 85,34 \end{cases}$$

$$\begin{cases} a = 0,009 \\ b = 0,025 \end{cases}$$

$a < b \rightarrow$ Section partiellement comprimée

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{85,34}{1 \times 0,135^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,330 \text{ MN}$$

$$\mu = 0,330 > 0,186$$

Section d'armature

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,521$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,791$$

$$A_{st} \geq \frac{1}{348} \cdot \left(\frac{55,31}{0,791 \times 0,135} - 502,01 \right) \times 10^{-3} = 0,45 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 0$$

VI.4.3.3 Calcul des armatures verticales

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

$L = 1m$ (On calcule le ferrailage par 1ml).

$$A_{\min} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / ml$$

L'espacement:

Selon le CBA 93 :

$$St \leq \min(2a; 33cm)$$

$$St \leq \min(30; 33cm)$$

$$\Rightarrow St \leq 30cm$$

On adopte un espacement de 15 cm

Le choix de la section des armatures verticales est 7 T 12 = 7,91 cm²/m

Détermination des armatures horizontales :

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 7T 12 = 7,91 cm²/ml avec un espacement de 15 cm

Condition du Non fragilité

$$0,23 \times b \times d \times \frac{f_{T28}}{f_e}$$

$$= 0,23 \times 1,00 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$= 1,63 \text{ cm}^2$$

VI.4.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement*On ana*

$$T_{\max} = 51,91 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{a.l} = \frac{51,91 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1} = 0,34$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPA} \right\} = 3,33 \text{MPA}$$

$$\tau = 0,2 \leq 3,33 \text{MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

ELS❖ *Appuis*

$$Nu_{\max} = 320,45 \text{KN}$$

$$Mu_{\text{corresp}} = 37,50 \text{KN.m}$$

$$e_1 = \frac{Mu_{\text{corresp}}}{Nu_{\max}} = \frac{37,50}{320,45} = 0,117$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,117 + \frac{0,15}{2} - 0,015 = 0,177$$

$$0,177 < \frac{h}{12} = \frac{15}{12} = 1,25$$

Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

❖ *Travée*

$$Nu_{\max} = 308,14 \text{KN}$$

$$Mu_{\text{corresp}} = 38,61 \text{KN.m}$$

$$e_1 = \frac{Mu_{\text{corresp}}}{Nu_{\max}} = \frac{38,61}{308,14} = 0,125$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,125 + \frac{0,15}{2} - 0,015 = 0,185$$

$$0,185 < \frac{h}{12} = \frac{65}{12} = 1,25$$

Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

Chapitre VII

Étude des fondations

Chapitre VII

VII .1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. On peut dire alors que la fondation par définition un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

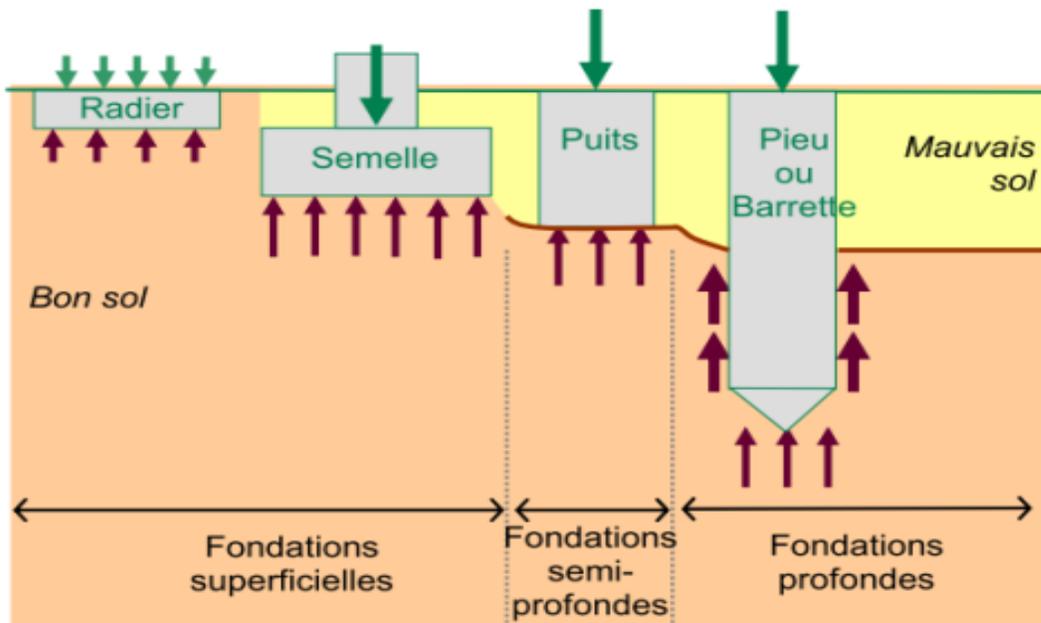


Figure VII 1 : Différents éléments de fondations.

VII .2. Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion

- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites, mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donnée.

VII. 3. Les types de fondation superficielle

Il en existe trois types :

1. la « semelle filante », cas le plus courant, que l'on retrouve sous les murs porteurs.
2. les semelles isolées se trouvant sous les poteaux.
3. Le radier, utilisé lorsque la contrainte admissible du sol ne peut supporter l'ouvrage.

VII. 4. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VII. 4.1. Vérification de la semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée avec :

N: L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G+Q+E$, $0,8G+E$ obtenue par le logiciel SAP2000.

S: Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

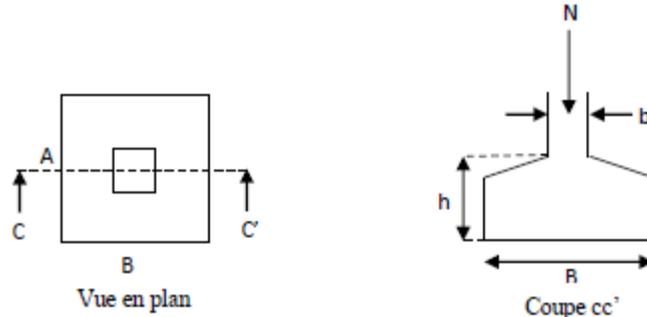


Figure VII 2: Vue d'une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

On remplace la valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.50}{0.50} \times \frac{4.20920}{0.16}} = 5.12m$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens ,donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VII. 4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de huit poteaux.

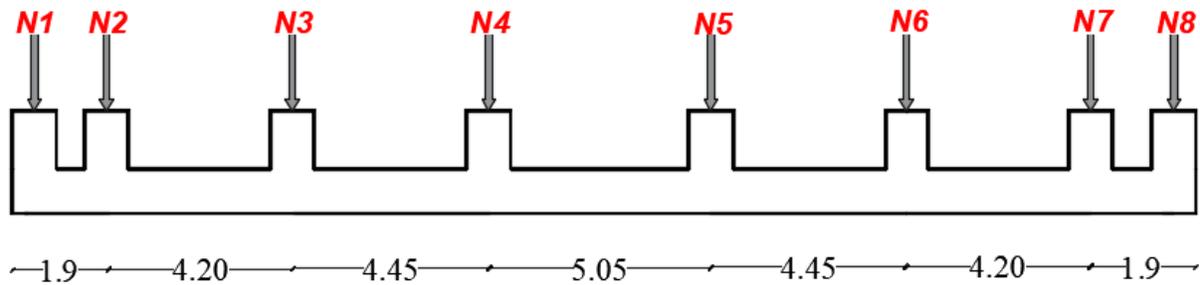


Figure VII 3: Semelle filante.

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} N_1 = 702,34 \\ N_2 = 1142,07 \\ N_3 = 1687,12 \\ N_4 = 1422,11 \\ N_5 = 1465,16 \\ N_6 = 1718,64 \\ N_7 = 1215,5 \\ N_8 = 642,09 \end{array} \right\} \Rightarrow \sum N_i = 9995,06 \text{KN}$$

$$\text{Donc : } \frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{9995,06}{0,16 \times 26,15} = 2,38 \text{m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc ce choix ne convient pas.

VII. 5. Radier générale

VII .5.1. Introduction

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

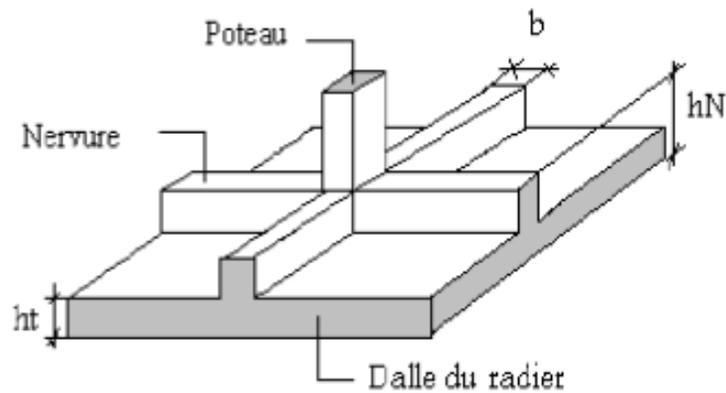


Figure VII 4: Radier générale

VII .5.2. Pré dimensionnement

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

- **La condition de coffrage**

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives « $L_{max} = 4.70m$ ».

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{470}{10} = 47cm \Rightarrow \text{soit : } h_t = 60cm$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{470}{20} = 23,5cm \Rightarrow \text{soit : } h_t = 30cm$$

- **Vérification de condition de rigidité**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e ; \text{ Avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 32164200KPa$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de raideur du sol

$$k = \begin{cases} 0,5 \text{ kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m

$$\text{On a : } \begin{cases} h_t = 60 \text{ cm} \\ I = 0.018 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2,758 \text{ m} \\ L_{\max} = 4,70 \text{ m} \end{cases} \succ \frac{\pi}{2} \times L_e = 4,33 \text{ m} \Rightarrow \text{Non vérifié}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t = 80 \text{ cm}$

$$\text{Tel que: } \begin{cases} h_t = 80 \text{ cm} \\ I = 0.0341 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3,421 \text{ m} \\ L_{\max} = 4,70 \text{ m} \end{cases} \succ \frac{\pi}{2} \times L_e = 5,37 \text{ m} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

VII .5.3. Vérifications nécessaires

▪ Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CBA93} \left(\text{article A.5.2.4.2} \right)$$

Avec :

h: Hauteur total de radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a+b) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0,5+0,8) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 5,2 \text{ m}$$

Q : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

Donc :

$$Q_u = 1726,87 \text{ KN} < 0,045 \times 5,2 \times 0,8 \times \frac{25000}{1,5} = 3120 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la contrainte du sol**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{DTR BC 2.33 (Art 3.541(a))}.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 156,75 + 97,04}{4} \times 10^{-3} < 0,16 \text{MPa}$$

0,141MPa < 0,16MPa \Rightarrow la condition est vérifiée.

▪ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{470,94 \times 10^{-3}}{0,72 \times 1} = 0,65 \text{MPa} \leq 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII .5.4. Ferrailage

VII .5.4.1. La dalle du radier

Le calcul se fait à la flexion simple avec une bande de 1 m.

Pour obtenu les sollicitations On doit prend le panneau le plus défavorable du radier dans les deux directions alors en prend les valeurs max entre les 2 sens XX' et YY'

Les résultats obtenus par **SAFE 12.3.0** :

Tableau VII 1 : Les moments fléchissant

| | Max (XX') | | Max (YY') | |
|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| | M _t (KN/m ²) | M _a (KN/m ²) | M _t (KN/m ²) | M _a (KN/m ²) |
| ELU | 180,1 | 571,58 | 171,19 | 897,54 |
| ELS | 132,31 | 419,69 | 125,54 | 654,68 |

Calcul a ELU

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 80 = 72 \text{ cm}$$

Les contraintes

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{28} = 2,1 \text{ MPa}$$

En travée

$$M_t = 180,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{180,10 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,024$$

$$A_{st} = 0_1$$

Alors $\mu = 0,124 < 0,186$.

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,030$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,074) = 0,71 \text{ m}$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{180,1 \times 10^{-3}}{0,72 \times 348} = 7,18 \text{ cm}^2$$

On prend : 7T20 de section : $A_{st}=21,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm

En appuis

$$M_t = 897,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{897,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} = 0,122$$

$$\text{Alors } \mu = 0,122 < 0,186$$

$$\text{Donc } A_{sc} = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,122}) = 0,163$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,163) = 0,673 \text{ m}$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{897,54 \times 10^{-3}}{0,673 \times 348} = 38,32 \text{ cm}^2$$

On prend : 14T20 de section : $A_{st}=43,82 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 8cm.

Vérification a ELS :

La vérification des contraintes se simplifie comme suite

En travée :

$$\text{On a : } M_{ut} = 180,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{St} = 132,31 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_t = \frac{M_U}{M_S} = \frac{180,1}{132,31} = 1,36$$

$$\alpha_t \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha_t = 0,030 < 0,43 \quad \text{C.V}$$

En appuis

$$\text{On a : } M_{ua} = 897,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 654,68 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_a = \frac{M_U}{M_S} = \frac{897,54}{654,68} = 1,37$$

$$\alpha_a \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha_a = 0,163 < 0,435 \quad \text{C.V}$$

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,72 \times 2,1}{400} = 8,69 \text{ cm}^2$$

VII .5.4.2. Les nervures

Le calcul se fait à la flexion simple comme les poutres et les chainages

$$h=1 \text{ m}; b=0,50\text{m}; d=0,9h=0,9\text{m};$$

$$f_{c28}=25\text{MPa}$$

Les contraintes

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

♦ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 50 \times 90 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 5,43 \text{ cm}^2$$

♦ **Ferraillage calculé**

Les différentes sollicitations sont obtenues à partir de logiciel **SAFE 12.3.0**.

En travée

$$M_{T \max} = 251,82 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{251,81 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,9^2 \times 14,17} = 0,043 < \mu_r = 0,186$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043} \right) = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,9 \times (1 - 0,4 \times 0,056) = 0,879 \text{ m}$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_T}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{251,82 \times 10^{-3}}{0,879 \times 348} = 8,23 \text{ cm}^2$$

On prend Ast= 6T16 avec une section de 12,06cm²

En appuis

$$M_{T \max} = 693,09 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{693,09 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,92^2 \times 14,17} = 0,12 < \mu_r = 0,186$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,12} \right) = 0,161$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,9 \times (1 - 0,4 \times 0,161) = 0,842 \text{ m}$$

Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_T}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{693,09 \times 10^{-3}}{0,842 \times 348} = 23,36 \text{ cm}^2$$

On prend Ast= 12T16 avec une section de 24,12cm²

- **Vérification**

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{251,82}{186,33} = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \quad \longrightarrow \quad 0,056 \leq 0,425 \quad \text{C.V}$$

Sur appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{693,09}{507,50} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \longrightarrow \quad 0,161 \leq 0,43 \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Selon **CBA 93 Article.5.1.2 .1** ; les fissurations dans le béton sont peu préjudiciables D'après les résultats obtenus par **SAFE.12.3.0**

$$\cdot T_{\max} = 361,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{361,54 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,9} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

VII .5.4.3. Calcul des armatures transversales

D'après le **BAEL91 modifié 99** Le diamètre transversal est de :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{100}{35}; 1,2; \frac{50}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (2,85; 1,2; 5) = 1,2$$

On adopte $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section des cadres est $4\phi_8 = 2 \text{ cm}^2$

Calcul d'espacement des cadres

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

Zone nodale

$$\delta_i \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\delta_i \leq \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 1, 2; 30\right)$$

$$\delta_i \leq 14,4 \text{ cm}$$

On adopte $\delta=10 \text{ cm}$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2h$

Zone courante

$$\delta_i \leq \frac{h}{2}$$

$$\delta_i \leq \frac{100}{2}$$

$$\delta_i \leq 50 \text{ cm}$$

On adopte $\delta=15 \text{ cm}$

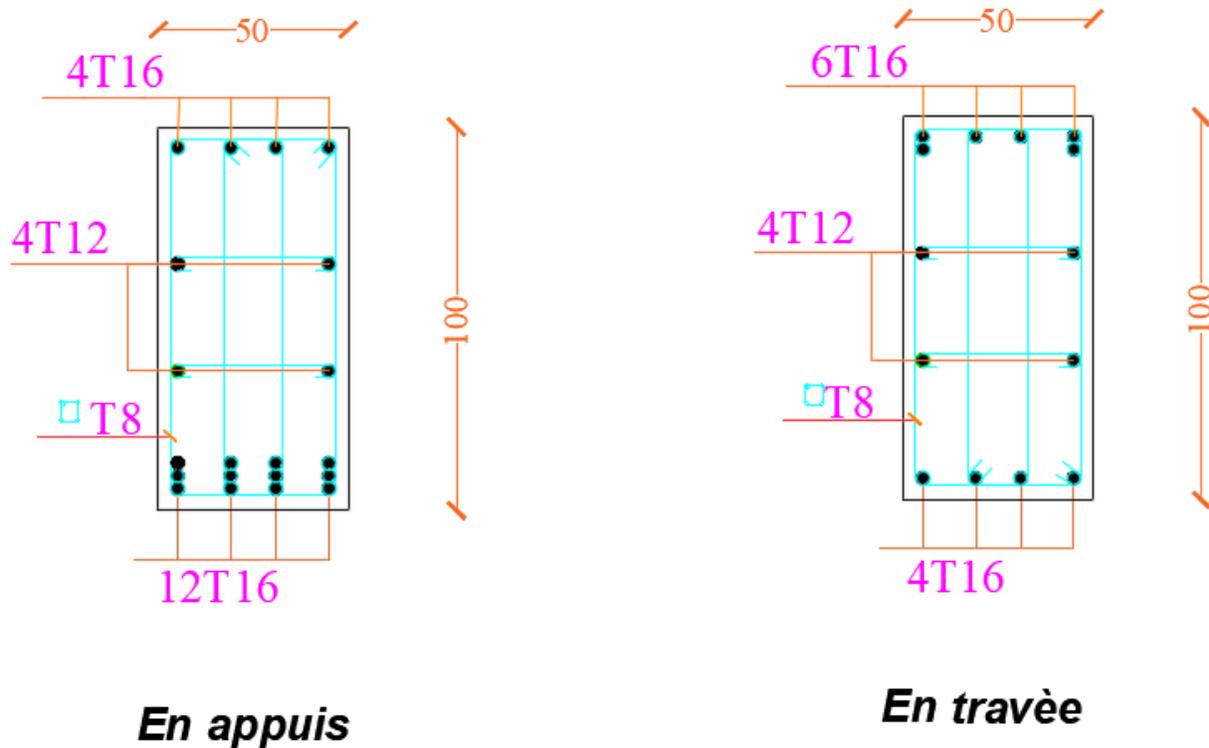


Figure VII 5 : Schéma de ferrailage des nervures de radier.

VII.6. Étude longrine

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VII.6.1. Dimensionnement de longrine : RPA99 version 2003[Art 10.1.1.b]

D'après le *R.P.A 99 V2003*, le minimum pour les longrines est :

(25×30) cm² \Rightarrow Site de catégorie S2, S3.

(30×30) cm² \Rightarrow Site de catégorie S4.

\Rightarrow Donc on va adopter une longrine de (30×35) cm².

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20KN$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

Dans notre cas N = 4209,2 K

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas on va prendre la valeur la plus défavorable Zone II ; site 3 $\Rightarrow \alpha = 12$.

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{4209,2}{12} = 350,76KN$$

F = 350,76 > 20KN C.V

VII.6.2. Ferrailage de la longrine

VII.6.2.1. Armatures minimales : Le R.P.A 99 V2003 exige que :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au Min (20 cm, 15 ϕ_1).

Amin = 0,6% B = (0,6/100) (30 × 35) = 6,3cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} > 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 1,14 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de 6T12 = 6,78 cm².

L'espacement des cadres:

$$S_t \leq \min (20\text{cm}; 15\emptyset)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}; 15 \times 1,2)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}; 18\text{cm})$$

On adopte : S= 15cm

VII.6.2.2. Les armatures transversales :

$$\emptyset_{ST} \leq \min (h /35 ; b /10 ; \emptyset /\min)$$

On prend $\emptyset_t = \emptyset 6$

Conclusion

CONCLUSION

Le travail de fin d'étude est une étape essentielle dans le cycle de formation d'un master.

Il nous a permis d'utiliser les connaissances acquises durant le cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et le règlement régissant le domaine du bâtiment en général .

Ce projet nous a permis aussi d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul, en utilisons le logiciel SAP afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

L'étude à permet d'approfondir les connaissances, dans les différents domaines d'engineering (résistance des matériaux, béton armé, méthodes numérique.....)

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure irrégulière qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers une Tour à contreventement par des voiles

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité. Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fourni des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général, en prenons en compte l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, il est important de noter que ce document présente un bon support pédagogique pour tout étudiant en Génie Civil qui s'intéresse au calcul de bâtiment utilisant le code **SAP 2000** et nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions

*Références
bibliographique*

Références bibliographiques

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux États Limites BAEL91.

LOGICIELS

- Logiciel de SAP 2000 version 14.2.0.
- SAFE version 12.
- EXCEL 2010.
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2016.