

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار- عنابة

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenter en vue de l'obtention de

MASTER Génie Civile

Option : CCI

Présenter par Mr : TOUMI M. Amine

Intitulé :

*Etude d'un bâtiment « R+12+ 1S/SOL » à usage d'habitation et
commercial en Béton Armé à -Annaba-*

Sous la direction de : Dr : Slougha . M

Devant le jury :

Président :

Examineurs :

Rapporteurs :

Année universitaire : 2016-2017

Remerciement

Avant tout remerciements, nous remercions notre DIEU aza wa djalla qui nous a mener à réaliser ce travaille et mes cher parents grâce à leurs encouragements et soutiens.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr Slougha .M, pour leurs collaborations et les précieux conseils et critiques.

Je remercie aussi notre chef de département et l'ensemble des enseignants qui ont contribués à ma formation et a tout personnes ayant pris part dans la réalisation de ce modeste travail.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury pour avoir accepté de juger et évaluer ce mémoire

Je remercie aussi tous mes amis pour nos discussions plus ou moins sérieuses et avec qui nous avons passé d'agréables moments.



TOUMI Med.Amine.





DEDICACES

Je dédie ce travail à ; mes *chers parents* qui m'ont soutenus durant les moments délicats et m'ont encouragés à atteindre mon but, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

à *ma femme l'architecte* pour la grande collaboration le soutien infini dans tous les moments , à mes frère *Salah, Mahdi* et *Oussama*; à ma très chère sœur *Amina*, et à tout la famille.

TOUMI M.Amine.



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un RDC + 12 étages, implanté à la commune d'Annaba

Cette région est classée en zone sismique **IIa** selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé

(RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de sept chapitres:

Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le deuxième chapitre pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

Le troisième chapitre a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, ascenseur).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre par logiciel ROBO-BAT et SAP 2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles,) sera calculé dans le dernier chapitre.

Et en fin pour les éléments de l'infrastructure (radier général) seront calculé dans le dernier chapitre.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot-Bat, SAP 2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial

consists of a basement and a ground floor addition (12) floors, located in the town of ANNABA This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete

(RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, and then the second is Pre-design of the structure and the descent of the load.

The third part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, and elevator).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ROBOT-BAT and SAP2000 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete, ROBOT-BAT, SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 Modifie 99.

ملخص

المشروع الحالي دراسة تفصيلية للمبنى استخدام السكني والتجاري يتكون من قبو وطابق أرضي + 12 طابق، وتقع في مدينة عنابة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم a □ حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و B.A.E.L91 modifié99) ، وتتألف هذه الدراسة من سبعة الفصول:

يبدأ الفصل الأول وصف عام للمشروع مع عرض لخصائص المواد، ثم الفصل الثاني قبل أبعاد الهيكل وتخفيض الأحمال. ويهدف الفصل الثالث لدراسة العناصر الثانوية (الحزم لوح شرفة، والسلالم، المتراس، مصعد).

وقد بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الفصل الرابع من برنامج روبو-BAT و SAP 2000 لتحديد ضغوط مختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة والاستغلال وتحميل الزلزالية).

في النهاية (وظائف، والحزم، والجدران، والكلمة العام) سيتم احتساب الدراسة الإنشائية مقاومة في الفصل الأخير.

كلمات البحث: البناء، الخرسانة المسلحة، روبات بات أو تعديل 91 BAEL 99 2003 RPA99 SAP 2000 تغييرها.

LISTE DES NOTATIONS

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
 - M_u : Moment à l'état limite ultime.
 - M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 - M_t : Moment en travée.
 - M_a : Moment sur appuis.
 - M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
 - I : Moment d'inertie.
 - f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - M : Moment, Masse.
 - E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

- Liste des tableaux -

- Chapitre I -

Tableau I - 1 : Caractéristique des aciers utilisés.

- Chapitre II -

Tableau II – 1: charge G et Q du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II – 2: Charge G et Q du plancher du bloc machine.

Tableau II – 3 : Charge G et Q du plancher du Plancher étage courant.

Tableau II – 4 : Charge G et Q du garde-corps.

Tableau II – 5 : Charge G et Q de la volée.

Tableau II – 6 : Charge G et Q du palier.

Tableau II – 7 : Charge G et Q de la maçonnerie extérieure.

Tableau II – 8 : Charge G et Q du voile.

Tableau II – 9 : Tableau récapitulatif des différents charge G et Q.

Tableau II – 10 : Récapitulation de Pré dimensionnement Des poteaux.

Tableau II – 11 : Tableau récapitulatif des différents charge G et Q.

- Chapitre III -

Tableau III - 1 : Tableau des charges et sollicitations de la poutrelle type 1.

Tableau III - 2 : Tableau des charges et sollicitations de la poutrelle type 2.

Tableau III - 3 : Tableau des charges et sollicitations de la poutrelle type 3.

Tableau III - 4 : Evaluation des charges pour le balcon.

Tableau III - 5 : Tableau de ferrailage.

Tableau III - 6 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x).

Tableau III - 7 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

Tableau III - 8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appui.

Tableau III - 9 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens.

Tableau III – 6: Tableau récapitulatifs des résultats.

Tableau III – 7: Section des armatures.

Tableau III – 8: Section des armatures.

Tableau III – 9 : Calcul de la section des armatures.

- Chapitre V -

Tableau V - 1: Tableau récapitulatifs.

Tableau V– 2 : Coefficient d'accélération de zone A.

Tableau V – 3 : Valeur de ξ .

Tableau V– 4 : Valeurs des pénalités P_q .

Tableau V – 5 : Valeurs du coefficient de comportement R.

- Chapitre VI –

Tableau VI – 1 : Tableaux récapitulatifs du ferrailage du poteau.

Tableau VI – 2 : Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poteaux les plus sollicitées.

Tableau VI – 3 : Tableaux récapitulatifs du flambement.

Tableau VI – 4 : Tableaux récapitulatifs du ferrailage de la poutre.

- Chapitre VII –

Tableau VII - 1 : Moment isostatique dans le sens X et Y.

Tableau VII - 2 : de calcul de ferrailage avec la section de nervure.

Tableau VII - 3 : de calcul de ferrailage avec la section de nervure.

-Liste des figures-

- Chapitre I -

Figure I - 1 : Structure fini avec définition des étages sur Robot.

Figure I - 2 : Diagrammes déformations –contraintes de béton.

Figure I - 3 : Diagramme parabole-rectangle du béton.

Figure I - 4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

Figure I - 5 : Diagramme contrainte-déformation d'armature.

Figure I - 6 : Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures.

- Chapitre II –

Figure II – 1 : Plancher en corps creux.

Figure II – 2 : Les poutrelles.

Figure II – 3 : Longueur des poutrelles.

Figure II – 4 : Composant d'un escalier.

Figure II – 5 : Différents couches constitutifs du plancher terrasse inaccessible.

Figure II – 6 : Différents couches constitutifs du plancher étage.

Figure II – 7 : Coupe transversale du mur extérieur.

Figure II – 8 : Dimension d'un acrotère.

Figure II – 9 : Coefficients de dégression des charges.

- Chapitre III –

Figure III - 1 : Différent couche constituant une dalle pleine.

- Chapitre IV –

Figure IV- 1: Boite de dialogue ligne de construction-ROBOT-

Figure IV- 2: Boite de dialogue section des profilés –ROBOT-

Figure IV- 3: Boite de dialogue barre –ROBOT-

Figure IV- 4: Boite de dialogue panneau –ROBOT-

Figure IV- 5: Boite de dialogue dimension du plancher–ROBOT-

Figure IV- 6: Boite de dialogue dimension des voiles et balcons –ROBOT-

Figure IV- 7: Boite de dialogue définition des charges–ROBOT-

Figure IV- 8: Boite de dialogue définition des charges–ROBOT-

Figure IV- 9: Boite de dialogue combinaisons de charges –ROBOT-

Figure IV- 10: Boite de dialogue appuis–ROBOT-

Figure IV- 11: Structure fini avec définition des étages sur Robot.

Figure IV- 12: Structure fini avec définition des étages sur Robot.

Graphe IV- 1: schéma graphique du spectre.

Graphe IV- 2: schéma graphique du spectre.

- Chapitre VI -

Figure VI – 1: Constituant d'un voile.

Figure VI – 2: Boite de dialogue du résultat du ferrailage du voile.

- Chapitre VII -

Figure VII - 1: Fondation superficielle de type radié.

- Liste des schémas –

- Chapitre II -

Schéma II - 1 : Coupe d'un voile en élévation.

Schéma II – 2 : Coupe d'un voile en plan.

Schéma II – 3: Schéma statique d'escalier.

- Chapitre III -

← **Schéma III - 1** : Schéma dalle reposant sur quatre coté.

← **Schéma III - 2** : Schéma statique de calcul.

← **Schéma III - 3** : Schéma statique de calcul.

← **Schéma III - 4** : Schéma statique de calcul.

← **Schéma III - 5** : Schéma statique de calcul.

← **Schéma III - 6** : Schéma statique de calcul.

Schéma III - 7 : Dimension d'une poutrelle.

Schéma III - 8 : Schéma statique.

Schéma III - 9 : Schéma de la dalle machine

Schéma III - 10 : Schéma des dimensions de la dalle machine.

Schéma III - 11 : Ferrailage de la dalle machine.

Schéma III - 12 : Coupe d'escalier.

Schéma III - 13 : Vue en plan d'escalier.

Schéma III - 14 : Disposition des armatures.

Schéma III - 15 : Croquis de ferrailage de la poutre palière.

Schéma III - 16 : Coupes transversales de l'acrotère.

Schéma III - 17: Coupes transversales de l'acrotère.

Schéma III - 18 : Ferrailage de l'acrotère.

- Chapitre V -

Schéma V - 1: voiles de la structure.

- Chapitre VI -

Schéma VI - 1 : Ferrailage poteau 75x45.

Schéma VI - 2 : Ferrailage poteau 40x40.

Schéma VI - 3 : Ferrailage poteau 50x40.

Schéma VI – 4 : Ferrailage poteau 60x40.

Schéma VI – 5 : Ferrailage poteau 70x40.

Schéma VI – 6 : Ferrailage longitudinale de la poutre.

Schéma VI – 7: Ferrailage transversale de la poutre.

- Chapitre VII -

Schéma VII -1 : Dimension d'un radié.

Schéma VII - 2 : Schéma statique des contrainte sous radier.

Schéma VII - 3 : Schéma de la disposition des voiles périphériques.

Schéma VII - 4 : Schéma de voile périphérique et la charge appliquée.

Schéma VII - 5 : Schéma statique de la contrainte moyenne.

Sommaire

Chapitre Introduction

Chapitre (I) : Présentation du projet et général.....(1)

I – 1. Description de l'ouvrage1

I-2. Notions d'états Limites.....3

I-3. Caractéristiques mécaniques des matériaux4

Chapitre (II) : Pré dimensionnement et descente de charge.....(14)

II- 1. Pré-dimensionnement des éléments14

II – 2. Charge et surcharge23

II - 3. Descente des charges31

Chapitre (III) : Ferrailage des éléments secondaires(47)

III – 1. Les plancher.....47

III – 2. Les Balcons59

III – 3. La dalle machine.....63

III – 4. Les escaliers69

III – 5. L'acrotère76

Chapitre (IV) : Etude dynamique(85)

IV- 1 Présentation du logiciel ROBOT.....85

IV- 2 Fiche technique du Projet (note de calcul)93

Chapitre (V) : Etude sismique(101)

V - 1. Généralité

Choix de la méthode de calcul101

V - 2. Méthode dynamique modale spectrale103

V - 3. Système de contreventement.....104

V - 4. Vérification réglementaire106

Chapitre (VI) : Ferrailage des éléments porteur (109).

VI .1 Combinaison d'actions109

VI .2 1. Les poteaux110

VI .2 .2. Les poutres118

VI .2 .3. Les voiles.....125

Chapitre (VII) : Etude de l'infrastructure(132)

Introduction...132

VII .1 Etude géotechnique134

VII .2 Etude de l'infrastructure.....135

VII .3 Choix du type de fondation136

Radier général.....138

VII .4 Etude du voile périphérique149

Conclusion(154)

CHAPITRE INTRODUCTIF

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux différentes forces.

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

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

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

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

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

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

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Problématique :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment en R+12+S/sol, présentant une régularité en plan et en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment. Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades s'adapter pour tenir compte de l'évolution des techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes, pour cela on pose la question suivante :

Comment on assure la stabilité d'un ouvrage, et par quoi?

Comment on assure une durée d'exploitation maximale d'un bâtiment ?

Hypothèses :

Les hypothèses qui nous ont permis de construire cette recherche sont les suivantes :

La première hypothèse est orientée vers

- L'amélioration des performances des matériaux utilisés ; des notes de calcul plus fines grâce à une modélisation des structures plus proches de la réalité.

La Deuxième hypothèse que nous émettons

- Se munir à des règlements propres et l'application stricte des codes parasismiques en vigueur grâce à des nouvelles connaissances acquises sur la base d'expertises.

Objectifs :

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 ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- 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.



CHAPITRE I

Présentation du projet et généralité.

Introduction :

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

I – 1. Description de l'ouvrage :

- Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour en (R+12) à usage d'habitation.

Cet ouvrage, sera implanté à Annaba classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 addenda 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

a) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

– En plan :

- ❖ Largeur total : 17.42 m.
- ❖ Longueur total : 21.07 m.

– En élévation :

- ❖ Hauteur du RDC : 3.78 m.
- ❖ Hauteur des niveaux supérieurs : 3,06 m.
- ❖ Hauteur du sous-sol : 3.20 m.
- ❖ Hauteur du bâtiment y compris l'acrotère : 42,84 m.

b) Description structural de l'ouvrage :

- Notre projet est contreventé par une structure en portique (poteau -poutre) et des voiles porteurs, et des diaphragmes mixte en corps creux.

- La structure est contreventée par des voiles dans les deux sens (longitudinal et transversal) et, assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des forces horizontales (d'un séisme, ou d'un vent), et présente une résistance aux charges verticales.
- Le contreventement de cette tour est assuré par des voiles dans les deux sens, ce qui donne au bâtiment une grande rigidité à la flexion et à la torsion et une bonne résistance.

c) Présentation de l'ouvrage :

- La tour est à usage d'habitation et commerce, composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, 12 étages et d'une terrasse inaccessible.
- L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier.
- Le sous-sol est un parking.
- Le R.D.C sont des locaux.
- Chaque niveau du bâtiment (à partir du 1^{er} étage) est composé de 03 logements un F4 et un F3 et un duplexe.
- La maçonnerie :
 - Les murs extérieurs sont en double parois de briques creuse (10-5-10) cm.
 - Les murs intérieurs (cloisons) sont en briques creuses de 10cm d'épaisseur.
- Le revêtement :
 - Du ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs externes.
 - Du plâtre de 2cm d'épaisseur pour les murs internes.
 - Du plâtre de 3cm d'épaisseur pour les plafonds.
 - Carrelage pour les planches, les escaliers et les balcons.
- Le procédé de coffrage pour la réalisation de ce projet est le coffrage table et banche, et coffrage traditionnelle.

Schématisation du bâtiment :

Vue en perspectives :

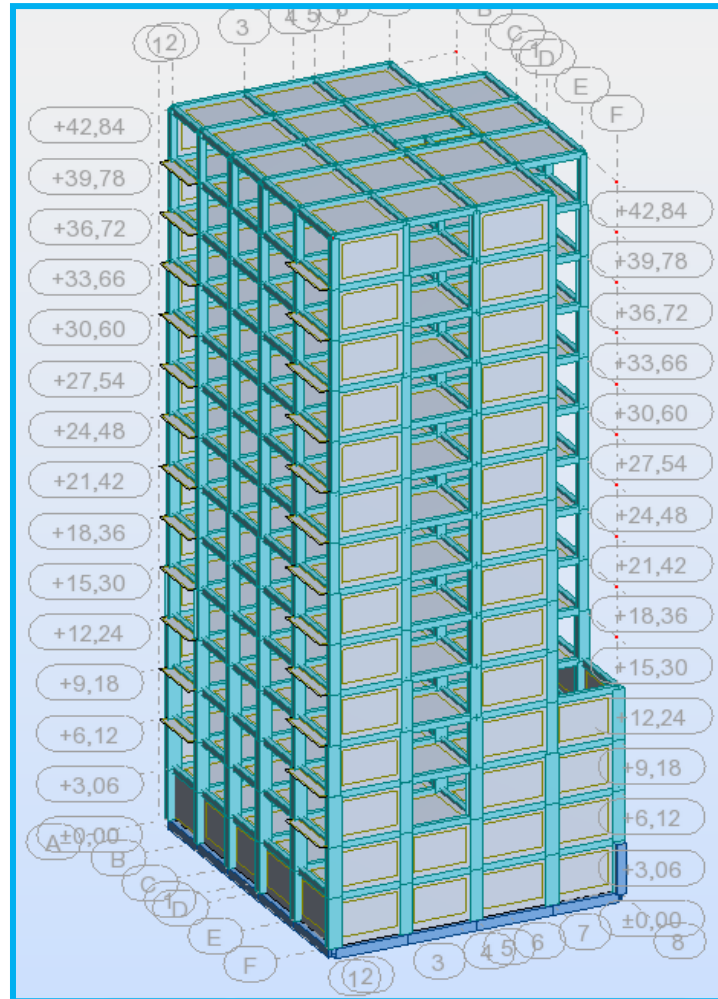


Figure I - 1: Structure fini avec définition des étages sur Robot

I-2. Notions d'états Limites:

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples) On distingue :

- A. Les états limites ultimes (E.L.U) :** Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.
- **Limite de l'équilibre statique:** (pas de renversement, pas de glissement).
 - **Limite de la résistance de chacun des matériaux:**(pas de rupture de sections critiques de la structure)

- **Limite de la stabilité de forme:**(pas de flambement)

- B. Les états limitent de service (E.L.S) :** Ils concernent les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages.

- **Limite de compression du béton:**(contrainte de compression bornée par le règlement B.A.E.L).
- **Limite de déformation:**(Limitation des flèches).
- **Limite d'ouverture des fissures :**(Pour éviter la corrosion trop rapide des aciers)

I-3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-3.1) -Le béton :

a)- définition :

- Le béton est un matériau composite, essentiellement composé d'un liant « ciment », d'agrégats «gros et fins» et d'eau avec éventuellement des adjuvants.

On trouve deux (2) sortes d'agrégats :

1. Agrégats gros «graviers » dont le diamètre $\Phi \geq 5\text{mm}$.
2. Agrégats fins «sable» dont le diamètre $\Phi = 5\text{mm}$.

- Ces agrégats sont inertes chimiquement « aucune réaction chimique».

Par contre le ciment est un matériau réactif.

« Eau + ciment = pate de ciment qui va occuper les vides entre les agrégats ».

- Après les premières minutes de coulage, on l'appelle «béton frais ».
- Après prise, on l'appellera «béton durci».

Le durcissement du béton acquière une bonne résistance à la compression, qui augmente graduellement avec le temps jusqu'à se stabiliser à peu près à 28 jours.

Dans la mixture, les plus importants paramètres sont :

- Maniabilité du béton frais « souplesse et facilité d'emploi».
- Bonne résistance à la compression du béton durci.
- Durabilité « le béton doit résister à l'environnement».
- Economie « le béton doit être économiquement».

- Résistance au feu et aux agents atmosphériques.
- Résistance à l'abrasion.
- Conductibilité thermique.
- Adaptation à tous les efforts exceptionnels, grâce au monolithisme et aux légères déformations.

Mis à part ces propriétés et ces avantages, le béton a une très faible résistance à la traction, ce qui fait un matériau de construction vulnérable, d'autre part, on doit prendre compte des faits suivants :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours doit être déterminée par des essais normalisés conformes aux règlements en vigueur ;
- Le béton doit être préparé avec des moyens mécaniques et doit être comparé par vibration.
- Les reprises de bétonnage doivent être effectuées avec soin et les surfaces de reprises doivent être Propres et rugueuses.
- La mise en œuvre du béton ainsi que le calcul des éléments de structures seront effectués conformément aux règles techniques en vigueur.

b)-Dosage :

- Pour notre projet, on utilisera un béton dosé à 350kg/m³ de ciment CPA325.

c)- Les armatures:

On utilisera deux types d'armatures :

- Des hautes adhérences de nuance FeE400 comme armatures transversales.
- Des hautes adhérences de nuance FeE400 comme armatures longitudinales.
- Des treillis soudés de nuance FeE240.

d)- Résistance caractéristique à la compression :

-Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

e)- Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91) :

Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{ij} = 0,275 \sqrt[3]{f_{cj}^2} & \text{pour } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

f)- Contraintes limites :

1. Contrainte limite à la compression (Art 4 -3 .41 BAEL91) :

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

θ : dépend de la durée d'application des contraintes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application } > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure } \leq \text{ la durée probable d'application } \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{lorsque la durée probable d'application } < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

Dans notre cas on prend égale à 1.

γ_b : coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\text{Le coefficient } \gamma_b \text{ vaut : } \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT).} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle (SA).} \end{cases}$$

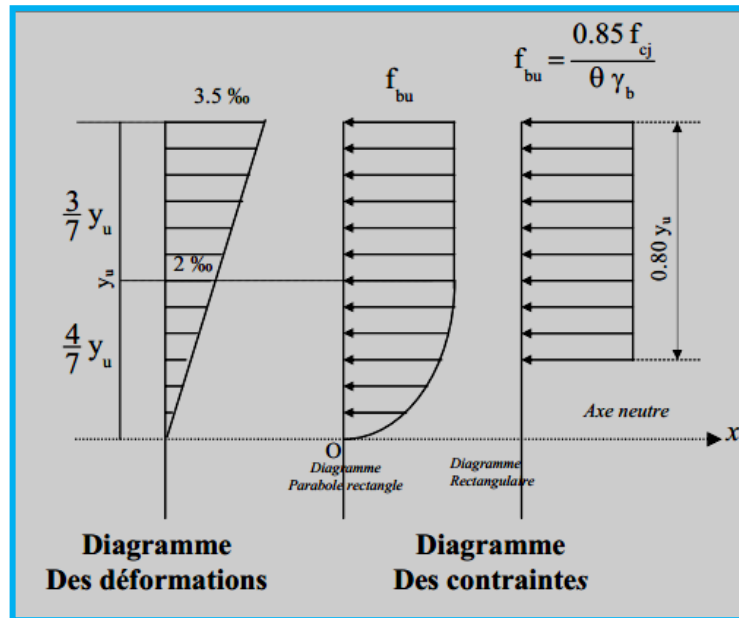


Figure I - 2- Diagrammes déformations –contraintes de béton.

2. Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

3. Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = 0,60. f_{c28} \text{ MPa}$$

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

g)- Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

1- Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

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

2- Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$$

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

3- Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1+\nu) \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de poisson.

h)- Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$: l'état limite de service.

- $\nu = 0$: l'état limite ultime.

i)- Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

-L'état limite ultime ELU :

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

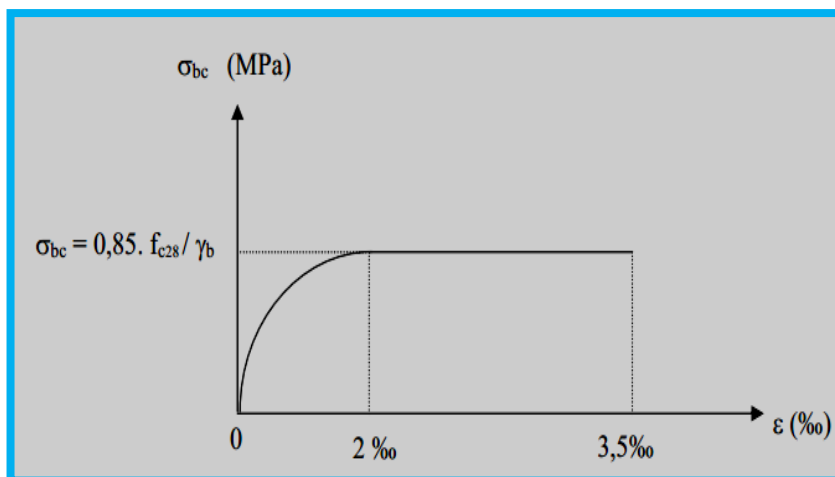


Figure I - 3 : Diagramme parabole-rectangle du béton.

- L'état limite de service ELS:

La contrainte limite de service de compression du béton notée σ_{bc} avec :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 13,2MPa.$$

Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée comme suit :

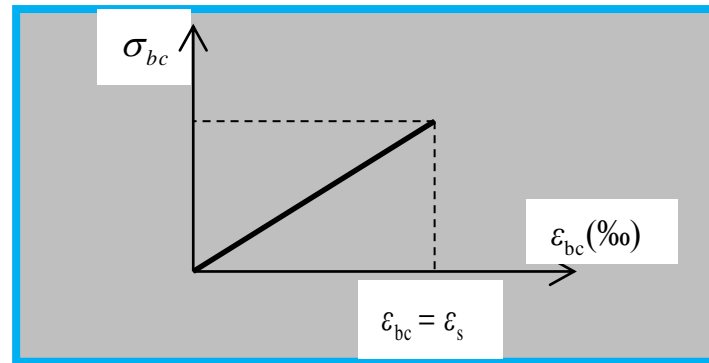


Figure I - 4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

I-3.2)- Le matériau ACIER :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

a) Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I - 1 : Caractéristique des aciers utilisés.

b)- module d'élasticité longitudinale :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

c)- Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

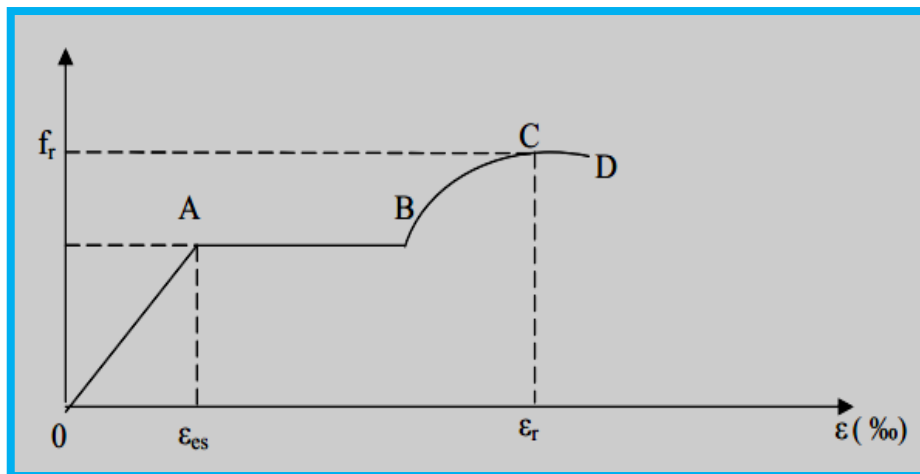


Figure I - 5 : Diagramme contrainte-déformation d'armature.

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ε_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

d)- Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

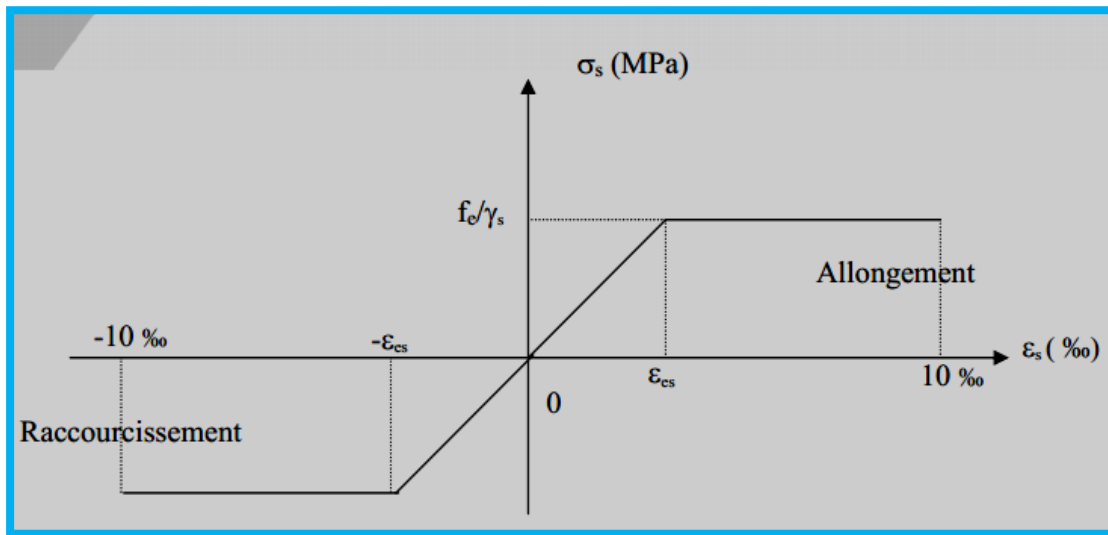


Figure I - 6 : Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures.

e)- Limite d'élasticité :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_t}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$: En situation durable.

$\gamma_s = 1,00$: En situation accidentelle.

f)- La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

1)- Fissuration peu nuisible (BAEL91 /Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

2)- Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)MPa$$

3)- Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)MPa$$

$\eta = 1.0$: Ronds lisses et Treillis soudés.

$\eta = 1.6$: Haute adhérence

$\eta = 1.3$: Haute adhérence pour $\emptyset < 6mm$

g)- Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que.

Pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I-3.3)- Les actions :

a)- définitions :

Ce sont des forces appliquées à une construction :

- Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.
- Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

b)- les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

- poids propre de la structure.

- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
- Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

c)- les actions variables «Q » :

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

d)- Les actions accidentelles :

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que :

- Charges climatiques exceptionnelles.
- Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.
- Explosion (gaz, bombes,...)
- Séisme.

e)- Combinaisons d'actions :

- Cas des poteaux : Dans les cas les plus courants (poteaux de bâtiment, d'angle, de rive, intérieurs), l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1,35G+1,50Q$$

- Cas des fondations, planchers et poutres :

E.L.U	E.L.S
1,35G+1,50Q	G+Q



CHAPITRE II

Pré-dimensionnement et descente de charge.

Introduction :

Le pré-dimensionnement est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, les règles technique algérien **le CBA93 le BAEL91 et le RPA 99** et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économique afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

II- 1. Pré-dimensionnement des éléments :

II - 1.1. Les planchers :

a) Définition:

Les planchers sont des éléments de construction horizontaux ou inclinés qui délimitent sur la verticale l'espace d'un bâtiment; les planchers classiques sont constitués d'une dalle d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et a des poutres principales, elles-mêmes liées aux éléments supports (poteaux, refends).

Ils servent essentiellement à l'acheminement des charges verticales aux éléments porteurs, ils sont infiniment rigides suivant leur plan.

b) Les rôles essentiels:

Les planchers jouent le rôle :

- De plate-forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit forme pour l'étage sous adjacent.
- D'élément de stabilité.

c) Les fonctions principales:

- Résistance : Les planchers supportent leurs poids propre et les charges d'exploitation.

- Isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les étages.

d) Type :

On distingue plusieurs types de planchers et pour notre cas il y a deux catégories:

- **Planches corps creux** : composé d'une dalle très mince, des nervures parallèles avec remplissage intermédiaire en corps creux.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage ; Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

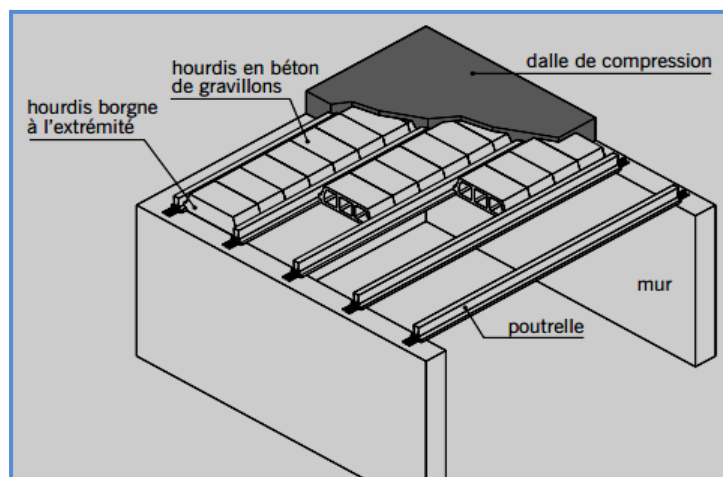


Figure II – 1 : Plancher en corps creux.

- **Dalle pleine** : Un élément horizontal qui a une épaisseur relativement faible par rapport à ses dimensions en longueur et en largeur.

- Le choix sera guidé comme tel:

- Plancher à entre vous (corps creux) de 20+4 au niveau des étages.
- Plancher en dalle pleine au niveau des : Balcons.

➤ Pré dimensionnement des Planchers à Corps Creux:

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm), selon le BAEL91 (art B.6.8 ,423).

– **Condition de flèche** : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 385\text{cm}$).

$$ht/L \geq 1/22.5 \Rightarrow ht \geq L/22.5 = \mathbf{17.11cm}$$

Suite au « pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pu déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

On a approprié un seul type de plancher:

Plancher à corps creux (20+4) pour tous les étages :

- 20c m : corps creux.
- 4 cm : dalle de compression.

- Méthode de calcul :

- Méthode CAQUOT (voir ANNEXE -1-)

- Les nervures :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants : La largeur de la table de compression est égale à

$$b = b_0 + 2b_1$$

- La largeur des poutrelles : $0,3 h \leq b_0 \leq 0,5 h \rightarrow 6 \text{cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$

On adopte: $b_0 = 10 \text{cm}$

- Longueur des débords :

$$b_1 = \min \{ (b - b_0) / 2, l_x / 10 \} = \{ (65 - 10) / 2, 385 / 10 \}$$

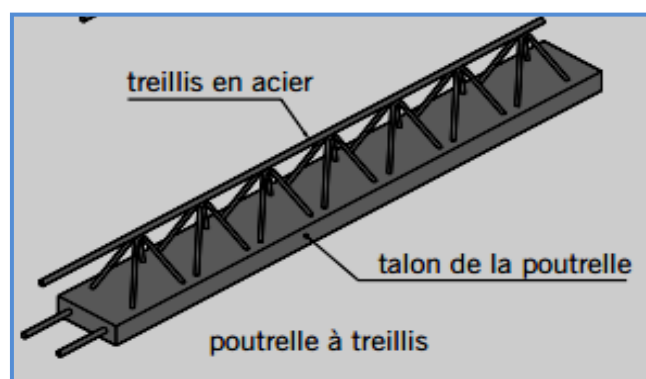


Figure II – 2 : Les poutrelles.

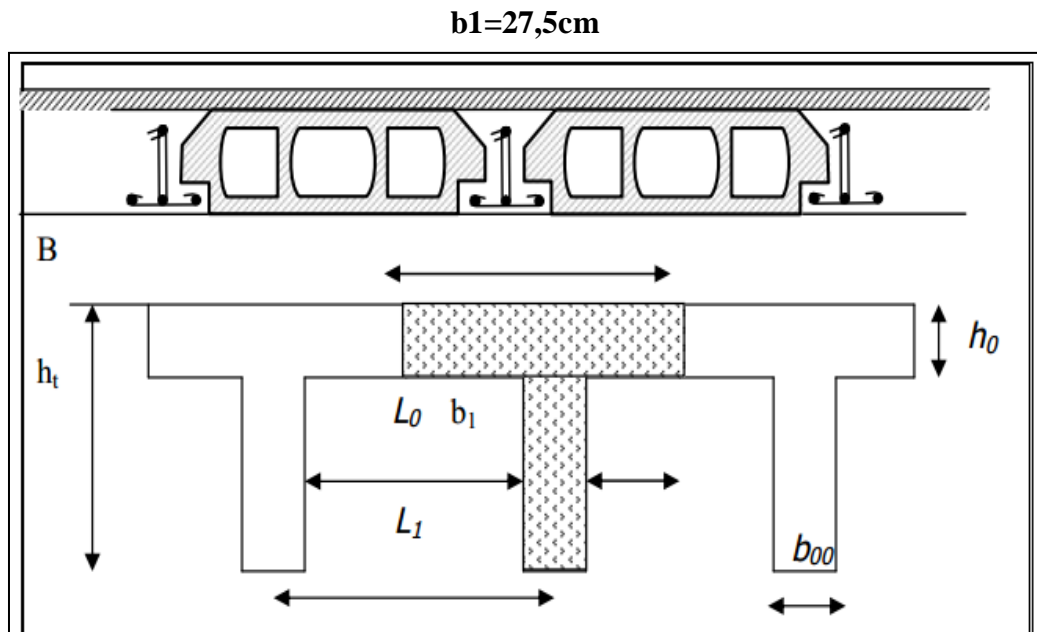


Figure II – 3 : Longueur des poutrelles.

Conclusion

On adopte un plancher à corps creux de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur $ht = (16+4)$.

➤ Dalle pleine :

Ce type de planchers est utilisé pour les balcons et les paliers et dans les planchers du noyau, leur épaisseur doit vérifier deux conditions:

1.
$$h \geq l_x \left(\frac{0,75M_x}{20M_x} \right) \geq 320 \times 0.75 / 20 = 12\text{cm}$$
2. Condition supplémentaire due à l'incendie: $\begin{cases} 7\text{cm pour 1 heure de coupe-feu} \\ 11\text{cm pour 2 heures de coupe-feu} \end{cases}$

On adopte: $h = 14\text{cm}$.

- Résistance au feu : Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

- Isolation acoustique : D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle logarithme de la masse : $L = 13,3 \log (10M)$ si $M < 200\text{kg/m}$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m² D'où l'épaisseur minimale de la dalle est

$$: \quad h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_0 = 15 \text{ cm}$

II - 1.2. Les poutres :

Une poutre est un solide à ligne moyenne droite, de section rectangulaire en I ou Té dont la portée est pris entre nu des appuis sauf cas inhabituels. D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

➤ Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent, elles relient les poteaux, elles supportent la dalle.

➤ Les poutres secondaires (Chaînages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Selon le **BAEL 91** et les **RPA 2003** les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

- Détermination de h :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}.$$

Où : L_{\max} : portée entre nus.

h_p : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- Sous charges verticales : $\frac{420}{15} \leq h_p \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h_p \leq 42 \text{ cm}.$

- Sous charges horizontales : $h_p \geq \frac{L_{\max}}{12} \Rightarrow h_p \geq 35 \text{ cm}.$

Soit :

- Détermination de b:

$$0,3. h_p \leq b \leq 0,8. h_p \quad \Leftrightarrow \quad 12\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm}. \text{ Soit :}$$

✚ RPA 2003 : (Art 7-5) :

- Les poutres doivent respectées les dimensions ci-après :

✓ $b \geq 20\text{cm}.$	}	Conditions vérifiées.
✓ $h \geq 30\text{cm}.$		
✓ $h/b \leq 4. \quad \Leftrightarrow \quad 40/30 = 1,33 \leq 4$		
✓ $b_{\max} \leq 1,5h+b_1.$		

Conclusion

On a opté pour les dimensions suivantes pour les poutres principales :

$h_p = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$ ainsi que les poutres secondaires car la portée de ces derniers est approximativement la même $L = 4.10\text{m}$

II - 1.3. Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations

D'après cet article :

- « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : L : porté du voile et e : épaisseur du voile.

- « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

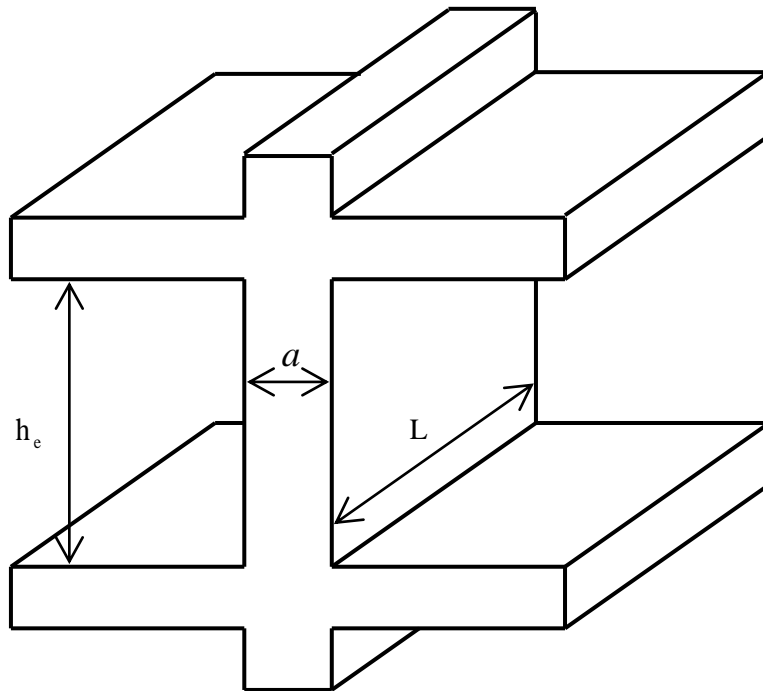


Schéma II - 1 : Coupe d'un voile en élévation -

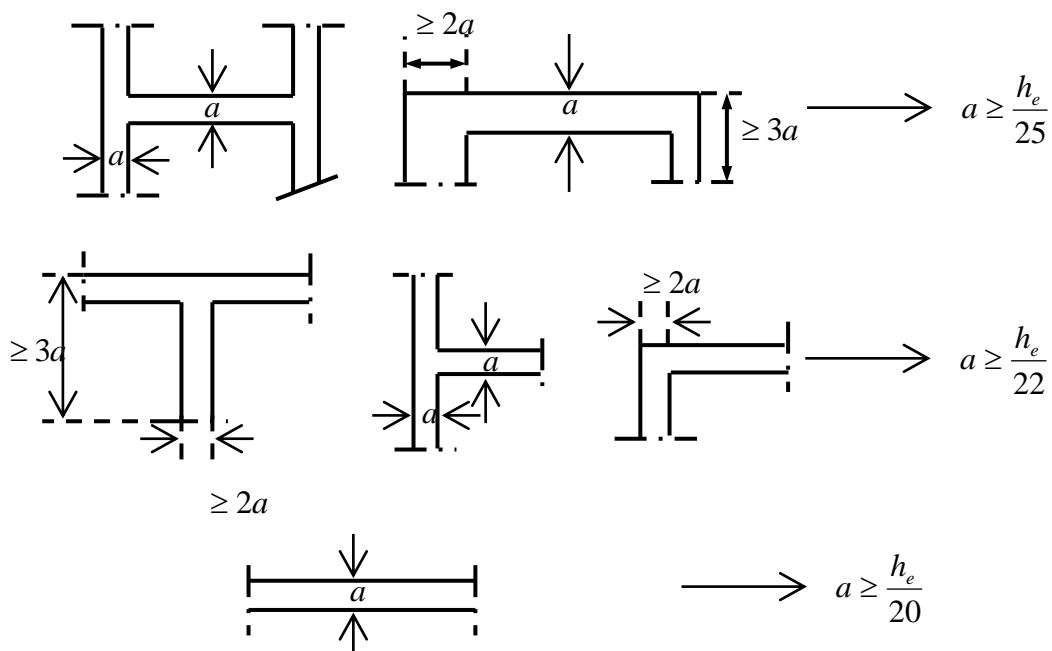


Schéma II - 2 : Coupe d'un voile en plan

Dans notre cas :

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right).$$

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86\text{m} \Rightarrow a \geq \frac{2,86}{20} \Rightarrow a \geq 0,143\text{ m}.$$

Conclusion:

On prend : $e = 20\text{cm}$

II - 1.4. Les escaliers :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place. Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : Escaliers à paillasse orthogonales.

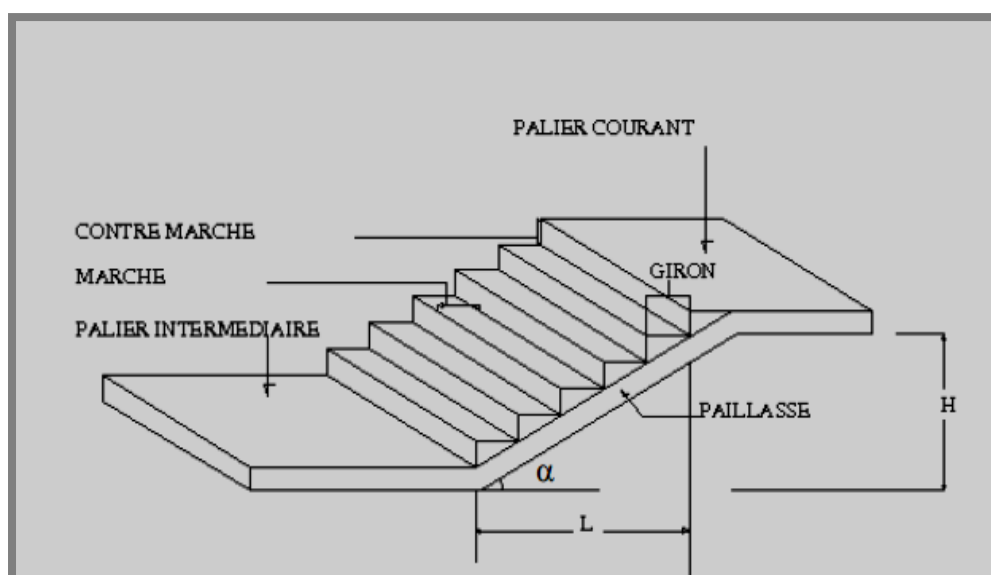


Figure II – 4 : Composant d'un escalier.

- Les éléments composant un escalier sont :
 - La marche : est la partie horizontale où l'on marche.
 - L'emmarchement : est la longueur utile de la marche.
 - Le giron : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée(G).
 - Le mur d'échiffre : est celui qui limite l'escalier et sert d'appui à la paillasse.
 - La contremarche : est la partie verticale d'une marche(h).
 - Le jour : est la projection horizontale d'un escalier qui laisse au milieu un espace qui peut être nul ou assez important pour un ascenseur.

- Le collet : est la largeur de la marche du côté jour.
- La ligne de foulée : est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier et qui tracée à environ 0,50 m de la ligne jour (côté jour).
- La volée : est un ensemble ininterrompu de marches d'un palier à un autre(L).
- Le palier de repos : est la partie horizontale d'un escalier entre deux volées.
- Le garde-corps ou la rampe : est une protection des volées et des paliers du côté du vide.
- La cage : est le volume approprié à l'escalier.

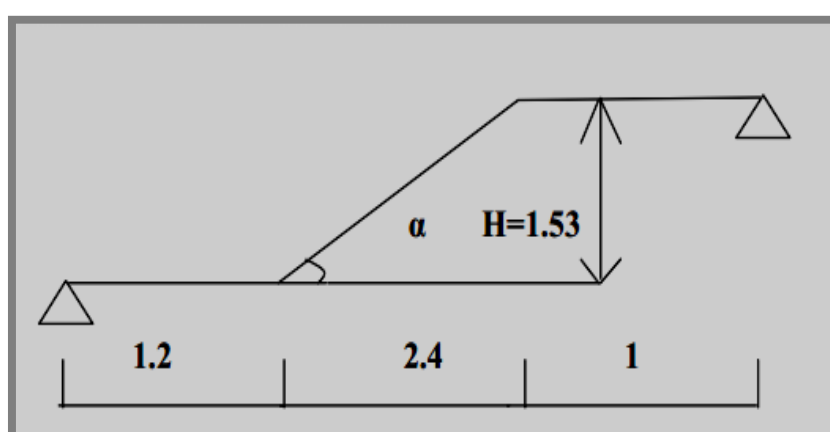


Schéma II – 3 : Schéma statique d'escalier.

➤ Relation de Blondel

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$$59 < (g+2h) < 66.$$

En pratique on prend $g+2h=0.64\text{m}$.

➤ Pré dimensionnement de la paillasse et de palier :

- ✓ Hauteur d'étage : **H = 3.06m**.
- ✓ Hauteur de gravir = **1.02 m**.
- ✓ Choix de la hauteur de la marche : **h=18cm**
- ✓ Détermination du nombre de marches :

$$N = H / h = 3.06 / 0.18 \Rightarrow \mathbf{n = 17 \text{ marches (5+7+5)}}.$$

- Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$.

- h : varié de 14 cm à 20 cm.

- g : varié de 22 cm à 33 cm.

➤ La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g (n-1) \text{ et } H = n * h \text{ on remplace les deux dans}$$

➤ La relation de blondel on trouve :

$$59 \geq L / (17-1) + 2 * (306) / 17 \leq 64.$$

D'où on trouve :

$$59 \geq L / 16 + 612 / 17 \leq 66 \Rightarrow L / 16 \leq 30$$

Donc : $L \leq 30 * 16 = 480 \text{ cm}$

➤ L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ.$$

➤ Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq e \leq 19.2.$$

On prend comme épaisseur : $e = 18$

II – 2. Charge et surcharge :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation, et pour pouvoir pré dimensionner ces éléments.

a) Plancher terrasse inaccessible :

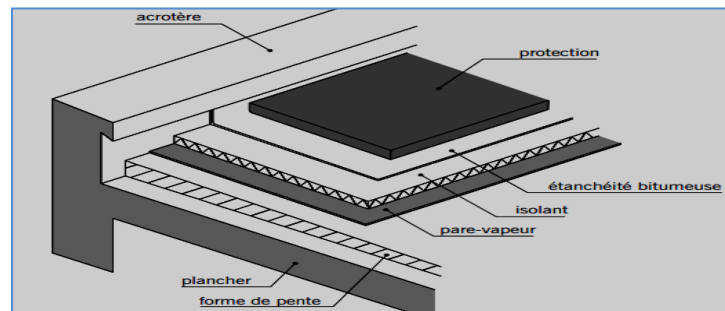


Figure II – 5 : Différents couches constitutifs du plancher terrasse inaccessible.

Protection gravillon (5cm)	$0,05.1700 = 85 \text{ kg/m}^2.$
Etanchéité multicouches (2cm)	$0,02.600 = 12 \text{ kg/m}^2.$
Béton de pente (8cm)	$0,08.2000 = 160 \text{ kg/m}^2.$
Isolation thermique (4cm de liège)	$0,04.400 = 16 \text{ kg/m}^2.$
Poids propre de la dalle (16+4cm)	$0,2.1375 = 275 \text{ kg/m}^2.$
Enduit plâtre (2cm)	$0,02.1300 = 26 \text{ kg/m}^2.$
$G_{\text{terr}} = 574 \text{ kg/m}^2.$	
$Q_t = 100 \text{ kg/m}^2.$	

Tableau II – 1: charge G et Q du plancher terrasse inaccessible.**b) Plancher bloc machine (terrasse inaccessible) :**

Protection gravillon (5 cm)	$0,05.1700 = 85 \text{ kg/m}^2.$
Etanchéité multicouches (2 cm)	$0,02.600 = 12 \text{ kg/m}^2.$
Béton de pente (8cm)	$0,08.2000 = 160 \text{ kg/m}^2.$
Isolation thermique (4 cm de liège)	$0,04.400 = 16 \text{ kg/m}^2.$
Plancher (16+4cm)	$0,2.1375 = 275 \text{ kg/m}^2.$
$G_t = 548 \text{ kg/m}^2.$	
$Q_t = 100 \text{ kg/m}^2.$	

Tableau II – 2: Charge G et Q du plancher du bloc machine.**c) Plancher RDC et étage courant :**

Revêtement Carrelage (2cm)	$0,02.2200 = 44 \text{ kg/m}^2.$
Mortier de pose la chape (2 cm)	$0,02.2000 = 40 \text{ kg/m}^2.$
Lit de sable (3 cm)	$0,03.1800 = 54 \text{ kg/m}^2.$
plancher (16+4cm)	$0,2.1375 = 275 \text{ kg/m}^2.$
Enduit plâtre (2 cm)	$0,02.1300 = 26 \text{ kg/m}^2.$
Cloison de répartition	$100 \text{ kg/m}^2.$
$G_{ec} = 539 \text{ kg/m}^2.$	
$Q_{ec} = 150 \text{ kg/m}^2.$	
$Q_{ec} = 400 \text{ kg/m}^2.$	

Tableau II – 3 : Charge G et Q du plancher du Plancher étage courant.

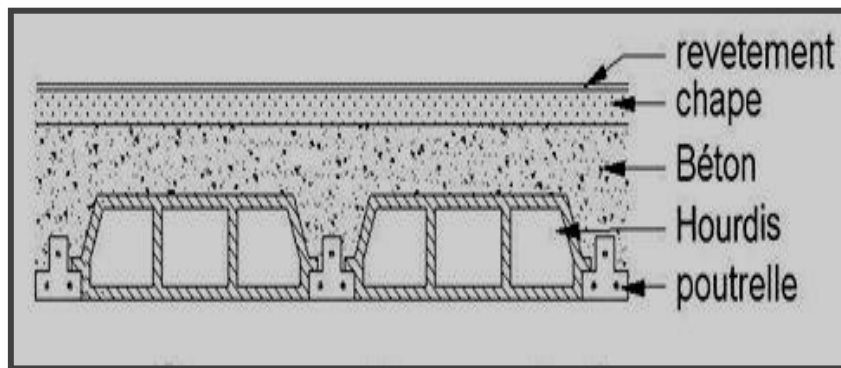


Figure II – 6 : Différents couches constitutifs du plancher étage.

d) Garde-corps :

Poids propre brique creuse (10 cm)	0,1.900 = 90 kg/m ² .
Enduit ciment (3 cm)	0,03.1800 = 54 kg/m ² .
Enduit ciment (2 cm)	0,02.1800 = 36 kg/m ² .
La hauteur de garde-corps =1.2 m	G_{g- c} = 180 kg/m² G_{g- c} = 216 kg/ml

Tableau II – 4 : Charge G et Q du garde-corps.

e) Escalier à paillasses orthogonales ($\alpha=34.21^\circ$) :

Volée :

Revêtement Carrelage (2cm)	0,02.2200 = 44 kg/m ² .
Mortier de pose la chape (2cm)	0,02.2000 =40 kg/m ² .
Poids propre de la marche	(0,18.2500)/2 =225 kg/m ² .
Poids propre de la paillasse (15cm)	(0,15.2500) /cos α = 453.45 kg/m ² .
Enduit ciment (2 cm)	(0,02.2000) /cos α =48.42 kg/m ² .
Garde-corps métallique	10 kg/m ² .
	G_{volée} = 820.87 kg/m². Q_{volée} =250 kg/m².

Tableau II – 5 : Charge G et Q de la volée.

Palier :

Revêtement Carrelage (2cm)	$0,02.2200 = 44\text{kg/m}^2$.
Mortier de pose la chape (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40\text{kg/m}^2$.
Lit de sable (3 cm)	$0,03 \times 1800 = 54\text{kg/m}^2$
Poids propre du palier (18cm)	$0,18 \times 2500 = 450 \text{ kg/m}^2$.
Enduit en ciment (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
$G_{\text{Palier}} = 628 \text{ kg/m}^2$	
$Q_{\text{Palier}} = 250 \text{ kg/m}^2$.	

Tableau II – 6 : Charge G et Q du palier.

f) Maçonnerie de mur extérieur :

Brique creuse (15+10cm)	$0,25.1200 = 300 \text{ kg/m}^2$.
Enduit en ciment (3cm)	$0,03 \times 2000 = 60\text{kg/m}^2$.
Enduit plâtre (2 cm)	$0,02.1300 = 26 \text{ kg/m}^2$.
$G = 386 \text{ kg/m}^2$	

Tableau II – 7 : Charge G et Q de la maçonnerie extérieure

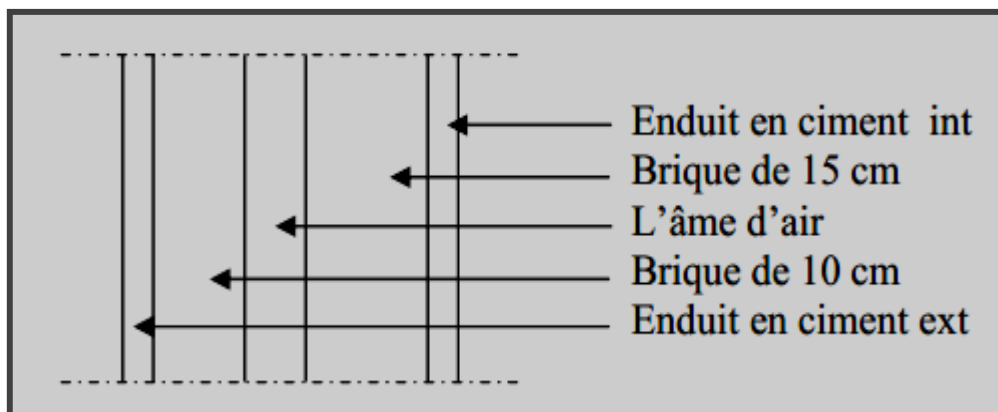


Figure II – 7 : Coupe transversale du mur extérieur

g) Voile :

Poids propre (30 cm)	$0,30 \times 2500 = 750\text{kg/m}^2$
Enduit en ciment (3cm)	$0,03 \times 2000 = 60\text{kg/m}^2$.
Enduit plâtre (2 cm)	$0,02.1300 = 26 \text{ kg/m}^2$.
$G_{v1} = 836 \text{ kg/m}^2$.	

Tableau II – 8 : Charge G et Q du voile.

h) Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

$$S = \frac{(0,07 + 0,1)}{2} \times 0,22 + 0,5 \times 0,1 = 0,0587 \text{ml.}$$

$$G = 0,0587 \cdot 2500 = 145,75 \text{kg/ml.}$$

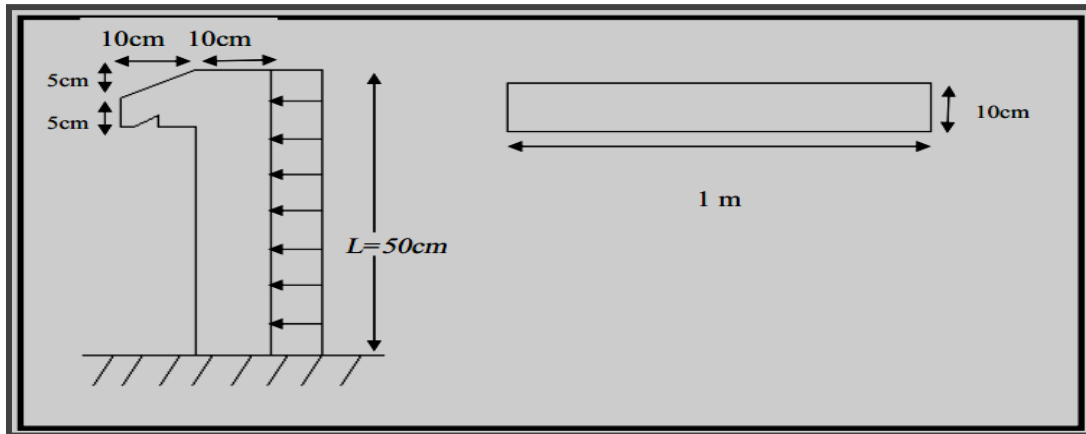


Figure II – 8 : Dimension d'un acrotère.

Conclusion :

Elément		Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Plancher de terrasse		574 kg/m ² .	100 kg/m ² .
Plancher d'étage courant		539 kg/m ² .	150 kg/m ² .
Plancher de s/sol		539 kg/m ² .	500 kg/ m ² .
Cloison extérieure		386 kg/m ²	// .
Voile		836 kg/m ² .	// .
Plancher bloc machine		548 kg/m ² .	100 kg/m ² .
Balcon accessible		436 kg/m ² .	350 kg/m ² .
Escalier à paillasse orthogonales	volée	820.87 kg/m ² .	250 kg/m ² .
	palier	628 kg/m ²	250 kg/m ² .

Tableau II – 9 : Tableau récapitulatif des différents charge G et Q.

II – 3. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

En outre, l'effort normal agissant ultime «Nu » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

- B_r : section réduite du poteau (en cm²) ; $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$.
- A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- f_{c28} : résistance à la compression de béton.
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$.
- α : coefficient dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit : « λ » l'élançement mécanique d'un poteau comprimé d'une section constante est le rapport de sa longueur de flambement l_f au rayon de giration (i) de la section droite du béton seul calculé dans le flambement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50. \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{cases}$$

Pour éviter le flambement on prend : $\lambda = 35$ d'où : $\alpha = 0,708$.

- D'après les RPA99.ver2003 on a : $A_s = 0,8 \% B_r$ (Annaba est classé en zone IIa).

D'où : $B_r = 0,073 N_u$

- D'après le RPA, on major Br par 20% pour tenir compte des effets du séisme.

$$\text{Alors: } 1,2 Br = (a-0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{1,2Br} + 0,02.$$

- Etapes de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Action revenant à ce poteau

1) Poteau de rive : F1

-Au s/sol :

$$N_G = 1,1. (G_{terr} + 13 G_{EC}).S + G_{acr}. L_{acr} + G_{maç}. (L_{maç}. h).13.$$

Avec : $S = 8,55 \text{ m}^2.$

$$L_{acr} = L_{maç} = 4.1 \text{ m.}$$

$$N_G = 1,1. (574 + 14.665). 8,55 + 145,75. 4,1 + 386. 4,1. 2,3. 14 = 143969,62 \text{ N} = \mathbf{1.44 \text{ MN.}}$$

$$N_Q = [Q_{terr} + Q_{EC} (1 + 0,9 + 0,8 + 0,7 + 0,6 + 6.0,5) + Q_{com} + Q_{ber}]. S.$$

$$N_Q = [100 + 150 (1 + 0,9 + 0,8 + 0,7 + 0,6 + 6.0,5) + 400 + 250]. 8,295 = \mathbf{0,149 \text{ MN.}}$$

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5. N_Q = 1,35.1,44 + 1,5. 0,149 = 2,1675 \text{ MN.}$$

$$B_r \geq 0,073. N_u = 0,1582275 \text{ m}^2.$$

$$a = \sqrt{1,2 \times 0,1582275} + 0,02 = 0,4557 \text{ cm.}$$

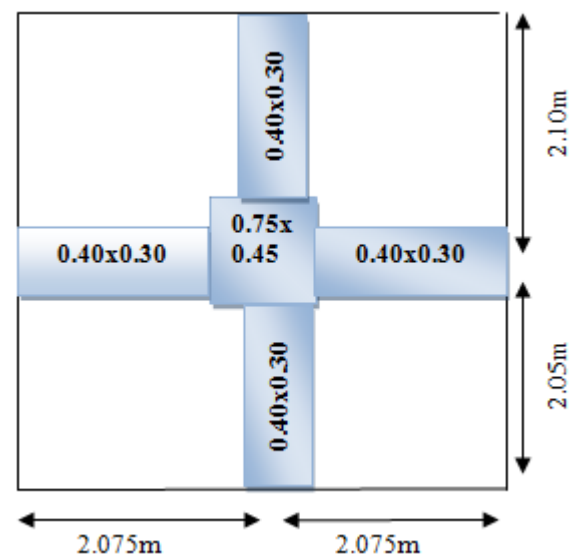
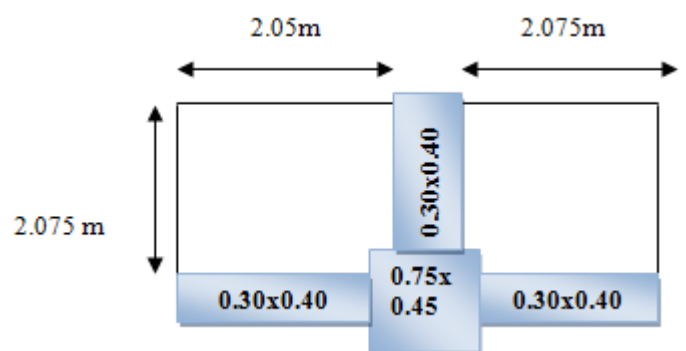
On prend : **a = 50 cm.**

2) Poteau intermédiaire : E3

-Au s/sol :

$$N_G = 1,1. (G_{terr} + G_{EC}.13).S$$

Avec : $S = 16,85 \text{ m}^2.$



$$N_G = 183199 = \mathbf{1,832 \text{ MN.}}$$

$$N_Q = [Q_{\text{terr}} + Q_{\text{EC}} (1+0,9+0,8+0,7+0,6+6. 0,5) + Q_{\text{com}} + Q_{\text{ber}}]. S=0.280\text{MN.}$$

$$N_u = 1,35. N_G + 1,5. N_Q = \mathbf{2,8932\text{MN.}}$$

$$B_r \geq 0,073. N_u = 0,2112\text{m}^2.$$

$$a = \sqrt{1,2 \times 0,2112} + 0,02 = 0,5234\text{m} = 52,34\text{cm.}$$

On peut prendre une section carrée de 60 cm comme on peut aussi prendre une section rectangulaire de 75*45 d'où B la section du poteau =3375 cm².

La section des poteaux sur les étages est différente suite à l'ordre décroissant de la charge sur les étages supérieurs.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ (*Vérifiée*)
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm} \geq h_e / 20 = 14,5 \text{ cm.}$ (*Vérifiée*)
- $4 < b_1 / h_1 = 1 < 4.$ (*Vérifiée*)

Élément	Section
Poteau niv -3.24/00.00/3.96	75*45 cm
Poteau niv 7.20/10.44	70*40 cm
Poteau niv 13.68/16.92/20.16	60*40 cm
Poteau niv 23.40/26.64/29.88	50*40 cm
Poteau niv 33.12/36.36/39.60	40*40 cm

Tableau II – 10 : Récapitulation de Pré dimensionnement Des poteaux.

II - 3. Descente des charges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

- **Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 63) :**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendant. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous dernier étage Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$.
- Sous le troisième étage $Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$.

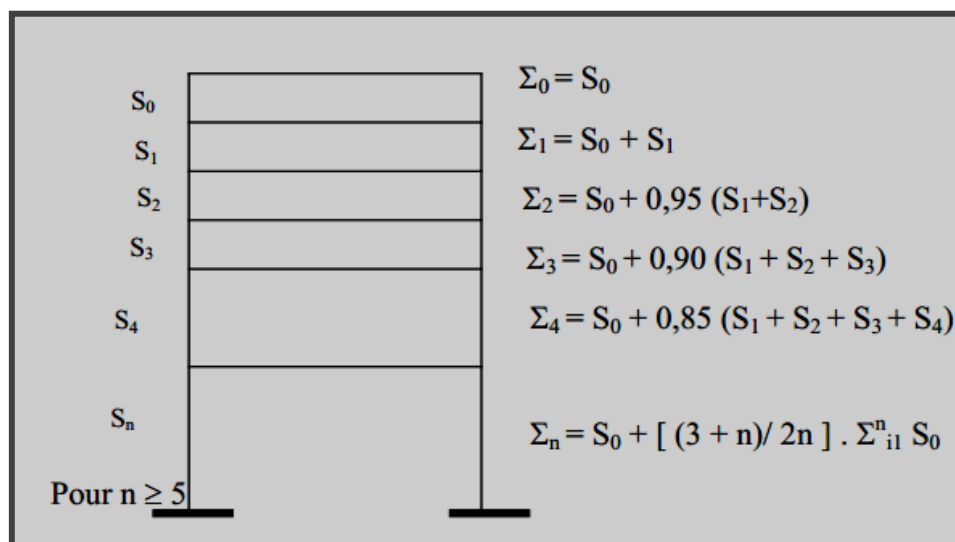


Figure II – 9 : Coefficients de dégression des charges.

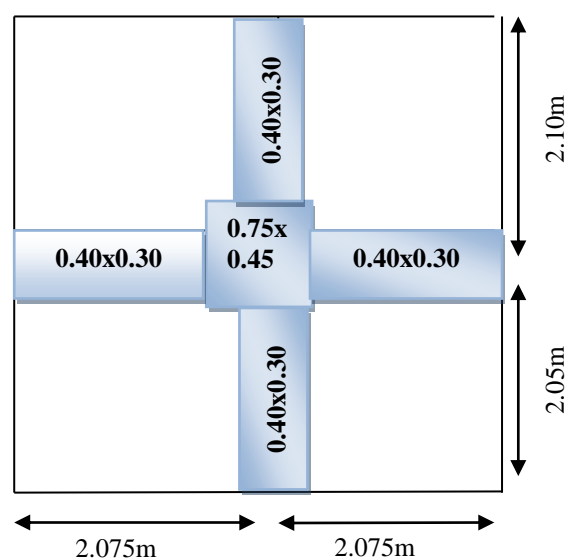
Elément		Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Plancher de terrasse		574 kg/m ² .	100 kg/m ² .
Plancher d'étage courant		539 kg/m ² .	150 kg/m ² .
Plancher de RDC		539 kg/m ² .	400 kg/m ² .
Plancher de s/sol		665 kg/m ² .	500 kg/m ² .
Cloison extérieure		386 kg/m ²	// .
Voile		586 kg/m ² .	// .
Plancher bloc machine		548 kg/m ² .	100 kg/m ² .
Balcon accessible		436 kg/m ² .	350 kg/m ² .
Escalier à paillasses orthogonales	volée	820.87 kg/m ² .	250 kg/m ² .
	palier	628 kg/m ²	250 kg/m ² .

Tableau II – 11 : Tableau récapitulatif des différents charge G et Q.

○ **Poteau intermédiaire:**

$$S = (2.075+2.075) \times (2.05+2.10)$$

$$S = 17.22 \text{ m}^2$$



NIVEAU	ELEMENT	G (Kg)	Q (Kg)
N 1	- Plancher terrasse	9884.28	Q0
	- poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	Surcharge d'exploitation		100
	TOTALE	12374.28	1722
N 2	- Venant N1	12374.27	Q0+Q1
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutres-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
Surcharge d'exploitation		150	
	TOTALE	28725.25	4305

N 3	- Venant N2	28725.25	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
Surcharge d'exploitation		150	
	TOTALE	45076.22	6629.7
N 4	- Venant N3	45076.22	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
Surcharge d'exploitation		150	
	TOTALE	61427.19	8696.1
N 5	- Venant N4	61427.19	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
Surcharge d'exploitation		150	
	TOTALE	77778.16	10504.2

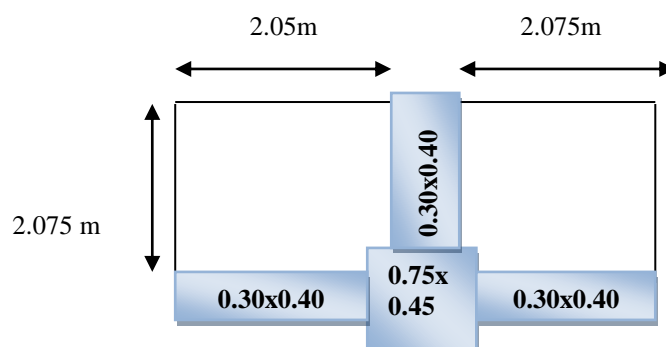
N 6	- Venant N5	77778.16	
	- Planche étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	94129.13	12054
N 7	- Venant N6	94129.13	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	110480.1	13345.5
N 8	- Venant N7	110480.1	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	126831.07	13345.5
N 9	- Venant N8	126831.07	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	143182.04	15773.52
N 10	-Venant N9	143182.04	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	159533.01	17065.02

N 11	- Venant N10	159533.01	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	175883.98	
N 12	-Venant N11	175883.98	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	192184.95	19622.19
N 13	-Venant N12	192184.95	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
	Surcharge d'exploitation		400
	TOTALE	208535.92	23785.12
N 14	-Venant 13	208535.92	
	- Plancher étage courant	11279.1	
	- Poutre-long	1245	
	- poutre-tran	1245	
	- Poteaux	2581.87	
	Surcharge d'exploitation		500
	TOTALE	334886.89	28744.15

○ **Poteau de rive:**

$$S = (2.05+2.075)*2.075$$

$$S = 8.55 \text{ m}^2$$



NIVEAU	ELEMENT	G (Kg)	Q (Kg)
N 1	- Plancher terrasse	4907.7	
	- poutre long	1237.5	
	- poutre trans	622.5	
	- Acrotere	601.22	
	Surcharge d'exploitation		100
	TOTALE	7368.42	855
N 2	- Venant N1	7368.42	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	17790.46	2137.5

N 3	- Venant N2	17790.46	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
- Mur	295.29		
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	28212.5	3291.75
N 4	- Venant N3	28212.5	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
- Mur	295.29		
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	38634.54	4317.75
N 5	- Venant N4	38634.54	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	

	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	49056.58	5215.5
N 6	- Venant N5	49056.58	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	59478.62	5958
N 7	- Venant N6	59478.62	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	69900.66	6626.26
N 8	- Venant N7	69900.66	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	80322.7	7229.02
N 9	- Venant N8	80322.7	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	90744.74	7831.8

N 10	- Venant N9	90744.74	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	101167.65	8473.05
N 11	- Venant N10	101167.65	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	111590.55	9191.25
N 12	- Venant N11	111590.55	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	122013.46	974272
	- Venant N12	122013.46	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		400
	TOTALE	132436.37	11809.68
N 14	- Venant N13	132436.37	
	- Plancher étage courant	5685.75	
	- Poutre-long	1237.5	
	- poutre-tran	622.5	
	- Poteaux	2581.87	
	- Mur	295.29	
	Surcharge d'exploitation		500
	TOTALE	142859.28	13433.36

- **Vérification de la section de poteau :**

- ❖ **Poteaux (40x40) :**

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{C.B.A.93.B.4.8.1page156}).$$

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br. : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

$\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

- On à N_u connu, et on recherche de B (section de poteau). Le choix de B est totalement libre.
- Un certain choix est libre, on peut prendre $A / Br = 1\%$, (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions carrés de côté « a », donc il est préférable de prendre:
- $\lambda = 18.43$
- $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 266 = 186.2 \text{ cm} \Rightarrow \alpha = 0.805$

- $Br = (b-2)(h-2) = (40-2)(40-2) = 1444 \text{ cm}^2$

- $NU = 1.35NG + 1.5NQ$

$$= 1.35 (45.076) + 1.5(6.629) = 70.80 \text{ Tf}$$

$$A_{\min} \geq \max \{0.2 \times b \times h \div 100 ; 8(b+h) \div 100\}$$

$$A_{\max} = 8(40+40)/100$$

$$= 6.04 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$A_{\max} = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$**

Donc on a :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_U \leq 0.805 \left(\frac{1444 \cdot 250}{0.9 \cdot 1.5} + 6.04 \frac{4000}{1.15} \right)$$

$$70.80 \text{ Tf} < 232.174 \text{ Tf} \dots \dots \dots \text{ ok vérifié}$$

✓ **On prend les poteaux avec section (40x40) cm².**

❖ **Poteaux (50x40) :**

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{(C.B.A.93.B.4.8.1 page 156)}.$$

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5.$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

- On à Nu connu, et on recherche de B (section de poteau). Le choix de B est totalement libre.
- Un certain choix est libre, on peut prendre A /Br =1%, (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions rectangulaire de côté « a=50 b=40 », donc il est préférable de prendre:
- $\lambda = 11.54$
- $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 266 = 186.2 \text{ cm} \Rightarrow \alpha = 0.831$
- $Br = (b-2)(h-2) = (50-2)(40-2) = 1824 \text{ cm}^2$
- $N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$$= 1.35 (94.129) + 1.5(12.054) = 145.155 \text{ tf}$$

$$A_{min} \geq \max \{ 0.2 \times b \times h \div 100 ; 8(b+h) \div 100 \}$$

$$A_{max} = 8(50+40) / 100 = 7.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : **Amax= 4T16 = 8.04cm²**

Donc on a :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_U \leq 0.831 \left(\frac{1824 \cdot 250}{0.9 \cdot 1.5} + 7.8 \frac{4000}{1.15} \right)$$

145.155 Tf < 303.238 Tf..... ok vérifié.

✓ On prend les poteaux avec section (50x40) cm².

❖ **Poteaux (60x40) :**

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{C.B.A.93.B.4.8.1 page 156}).$$

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br. : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

$\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

- On à N_u connu, et on recherche de B (section de poteau). Le choix de B est totalement libre.
- Un certain choix est libre, on peut prendre $A / Br = 1\%$, (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions rectangulaire de côté « a=60 b=40 », donc il est préférable de prendre:
 - $\lambda = 14.43$
 - $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 266 = 186.2 \text{ cm} \Rightarrow \alpha = 0.831$

- $Br = (b-2)(h-2) = (60-2)(40-2) = 2204 \text{ cm}^2$

- $NU = 1.35NG + 1.5NQ$

$$= 1.35 (143.128) + 1.5(15.773) = 216.88 \text{ tf}$$

$$A_{\min} \geq \max \{0.2 \times b \times h \div 100 ; 8(b+h) \div 100\}$$

$$A_{\max} = 8(60+40)/100 = 8 \text{ cm}^2$$

On adopte: **Amax= 4T16 = 8.04 cm²**

Donc on a :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_U \leq 0.831 \left(\frac{2204 \cdot 250}{0.9 \cdot 1.5} + 8 \frac{4000}{1.15} \right)$$

$$216.88 \text{ Tf} < 341.483 \text{ Tf} \dots \dots \dots \text{ ok vérifié}$$

✓ **On prend les poteaux avec section (60x40) cm².**

❖ **Poteaux (70x40) :**

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{(C.B.A.93.B.4.8.1page156).}$$

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br. : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5.$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

- On à Nu connu, et on recherche de B (section de poteau). Le choix de B est totalement libre.
- Un certain choix est libre, on peut prendre $A/Br = 1\%$, (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions rectangulaire de côté « a=70 b=40 », donc il est préférable de prendre:
- $\lambda = 16.74$
- $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 266 = 186.2 \text{ cm} \Rightarrow \alpha = 0.846$
- $Br = (b-2)(h-2) = (70-2)(40-2) = 2584 \text{ cm}^2$
- $NU = 1.35NG + 1.5NQ$

$$= 1.35 (175.883) + 1.5(18.511) = 265.206 \text{ tf}$$

$$A_{\min} \geq \max \{ 0.2 \times b \times h \div 100 ; 8(b+h) \div 100 \}$$

$$A_{\max} = 8(70+40)/100 = 8.8 \text{ cm}^2$$

On adoptee : **$A_{\max} = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$**

Donc on a :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_U \leq 0.831 \left(\frac{2584 \cdot 250}{0.9 \cdot 1.5} + 8.8 \frac{4000}{1.15} \right)$$

$265.206 \text{ Tf} < 423.084 \text{ Tf} \dots \dots \dots \text{ ok vérifié.}$

✓ On prend les poteaux avec section (70x40) cm².

❖ **Poteaux (75x45) :**

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{C.B.A.93.B.4.8.1page156}).$$

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

$\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

- On à N_u connu, et on recherche de B (section de poteau). Le choix de B est totalement libre.
- Un certain choix est libre, on peut prendre $A / Br = 1\%$, (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions rectangulaires de côté « a=70 b=40 », donc il est préférable de prendre:
- $\lambda = 16.74$
- $L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 266 = 186.2 \text{ cm} \Rightarrow \alpha = 0.846$

- $Br = (b-2)(h-2) = (75-2)(45-2) = 3139 \text{ cm}^2$
- $NU = 1.35NG + 1.5NQ$
 $= 1.5(334.886) + 1.5(28.744) = 508.706 \text{ tf}$

$$A_{\min} \geq \max \{ 0.2 \times b \times h \div 100 ; 8(b+h) \div 100 \}$$

$$A_{\max} = 8(75+45)/100 = 9.6 \text{ cm}^2$$

On adopte : **Amax= 6T16 = 12.04 cm²**

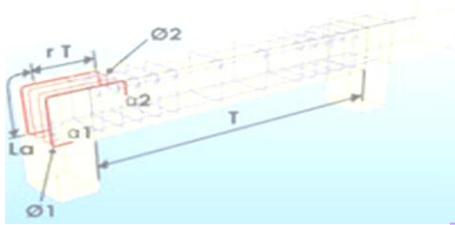
Donc on a :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_U \leq 0.831 \left(\frac{2584.250}{0.9 \cdot 1.5} + 8.8 \frac{4000}{1.15} \right)$$

$$508.706 \text{ Tf} < 623.084 \text{ Tf} \dots \dots \dots \text{ ok vérifié}$$

✓ **On prend les poteaux avec section (75x45) cm².**



CHAPITRE III

Ferrailage des éléments secondaire.

Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement Directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne, de la structure.

III – 1. Les plancher :

Le Plancher en corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent directement les hourdis creux en ciment. Sur leur partie supérieure repose une dalle dite «dalle de compression » en béton armée avec des treillis soudés. Ce type de plancher est léger et très économique.

1) Méthode de calcul :

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée) et des actions appliquées on peut être amené à calculer: - soit une poutre isostatique par le RDM, -soit une poutre hyperstatique par la méthode forfaitaire ou celle de Caquot.

A. La méthode Forfaitaire :

Domaine de validité de la méthode forfaitaire: selon le BAEL91. Cette méthode est applicable lorsque: 1-les charges d'exploitation sont modérées: $Q < \max(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$. 2- les moments d'inerties des sections transversales ou leur coffrage sont les mêmes dans les différents travées. 3-la fissuration est considérée comme non préjudiciable. 4-le rapport des

travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25. Si une des conditions précédentes n'était pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

B. La méthode de Caquot :

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est justement là, la méthode la mieux adoptée pour notre cas. Pour le calcul de notre plancher, on a utilisé la méthode de Caquot.

• Etape de calcul par la méthode de Caquot :

➤ Moment sur appuis :

On prend pour les appuis de rive : $M_a = 0.2 M_0$

Avec $M_0 = ql^2/8$ (moment isostatique)

Le moment sur l'appui central est donné par la relation suivante :

$$M_a = (PwL'^3w + PeL'^3e / 8.5 \times (L'w + L'e)) \times m$$

- $L' = L$ pour une travée de rive avec appui simple de rive.
- $L' = 0.8L$ pour une travée intermédiaire.
- $Pw = Pe$: les charges uniformément réparties à gauche et à droite de l'appui.
- $M = 0.7$ pour la sécurité de la poutre dans le cas de formation de rotules plastiques dues à la fatigue du béton au niveau de l'appui.

➤ Moment de travée

$$M(x) = ql^2/2 x - qx^2/2 + MW + ((Me - Mw)/l) x$$

Effort tranchant : $T(x) = ql/2 - qx + Me - Mw/l$

T est max au niveau des appuis ($x=0, x=l$).

❖ Dalles reposant sur quatre côtés, elles se calculent par la méthode exposée dans les règles du B.A.E.L 91 ou les tables de « BARRES ».

On pose : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$.

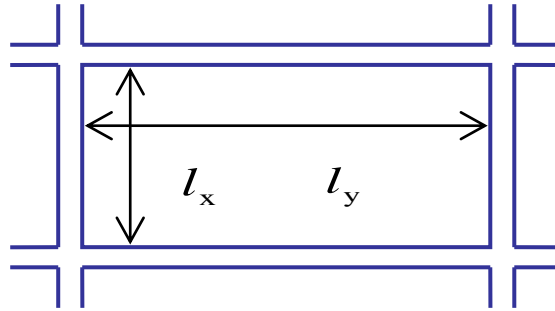


Schéma III -1 : Schéma dalle reposant sur quatre coté.

Avec : L_x : la petite portée ; L_y : la grande portée.

Si : $\alpha > 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte sur les deux sens.

Si : $\alpha \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte dans un seul sens.

- ✓ On utilise les tables présentées dans le B.A.E.L 91, pour évaluer les efforts qui sont développés dans la dalle en fonction de α et du coefficient de poisson ν .
- ✓ On aura donc les moments fléchissant sollicitant sur la dalle.
- ✓ On prend en compte la continuité tel qu'il est préconisé dans le B.A.E.L 91 :
 - En l'appui : **0,3M** pour appui de rive.
 - 0,5M** pour appui intermédiaire.
 - En travée : **0,85M** pour une dalle de rive
 - 0,75M** pour une dalle intermédiaire.

M_0 : moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.

- ✓ Le ferrailage minimum est donné par les formules suivantes :

$$\begin{cases} A_{x \min} = 0,8 \text{ ‰} \times b \times h \frac{3-\alpha}{2} \\ A_{y \min} = 0,8 \text{ ‰} \times b \times h. \end{cases}$$

- ✓ Le ferrailage minimum (CNF) :

$$\begin{cases} A_x = 0,23 \times b \times d_x \times f_{t28} / f_e \\ A_y = 0,23 \times b \times d_y \times f_{t28} / f_e \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} d_x = h - c - \frac{\phi}{2} \\ d_y = d_x - \phi \end{cases}$$

- ✓ L'espace maximum est :

$$S_t \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \quad \text{dans la direction la plus sollicitée.}$$

$$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \quad \text{dans la direction la moins sollicitée.}$$

- ✓ Il faut faire la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.

2) Dimensionnement des poutrelles:

- Détermination des efforts internes :

Nous avons Trois(3) types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 01 par la méthode de Caquot et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

- Condition d'application de méthode forfaitaire

Choix de la méthode de calcul Condition de l'application de la méthode Forfaitaire :

$$G=0.574 \text{ t/m}^2$$

$$Q= 0.100 \text{ t/m}^2$$

- $Q = 0.1 \text{ t/m}^2 \leq \max (2G, 5) \rightarrow 0.1 \leq \max (2 \times 0.574, 5) \dots \dots \dots \text{CV}$
- Section de toutes les travées = constante \rightarrow inertie constante. CV
- La fissuration est préjudiciable même avec l'étanchéité. CNV
- Le rapport des portées des travées successives :
 $0.8 < L_i/L_{i+1} = 3.35/3.70 = 0.90 < 1.25 \dots \dots \dots \text{CV}$

- ✓ Donc la méthode de calcul sera celle de Caquot.

- Charges et combinaisons :

1. Terrasse : $G=579\text{Kg/m}^2$ $Q=100 \text{ Kg/m}^2$

ELU :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q \quad Nu = 1.35 \times (0.579) + 1.5 \times (0.100) = 0.925 \text{ t/m}$$

$$Nu = 0.65 \times 0.925 = \mathbf{0.601 \text{ t/ml.}}$$

ELS :

$$Ps = G + Q \quad Ps = 0.574 + 0.100 = 0.674 \text{ t/m}$$

$$N_s = 0.65 \times 0.674 = \mathbf{0.438 \text{ t/ml}}$$

b= 0.65 étant la largeur de la table de compression.

2. Etage courant : $G=655 \text{ Kg/m}^2$ $Q=400 \text{ Kg/m}^2$

ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \quad N_u = 1.35 \times (0.665) + 1.5 \times (0.150) = 1.122 \text{ t/m}$$

$$N_s = 0.65 \times \dots = \mathbf{0.729 \text{ t/ml.}}$$

ELS :

$$P_s = G + Q \quad P_s = 0.665 + 0.150 = 0.815 \text{ t/m}$$

$$N_s = 0.65 \times 0.815 = \mathbf{0.529 \text{ t/ml}}$$

3. RDC : $G=655 \text{ Kg/m}^2$ $Q=400 \text{ Kg/m}^2$

ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \quad N_u = 1.35 \times (0.665) + 1.5 \times (0.400) = 1.497 \text{ t/m}$$

$$N_s = 0.65 \times 1.497 = \mathbf{0.973 \text{ t/ml.}}$$

ELS :

$$P_s = G + Q \quad P_s = 0.665 + 0.400 = 1.065 \text{ t/m}$$

$$N_s = 0.65 \times 1.065 = \mathbf{0.692 \text{ t/ml}}$$

4. Plancher sous-sol : $G=655 \text{ Kg/m}^2$ $Q=500 \text{ Kg/m}^2$

ELU :

$$N_u = 0.65 \times 1.647 = \mathbf{1.070 \text{ t/ml.}}$$

ELS :

$$N_s = 0.65 \times 1.165 = \mathbf{0.757 \text{ t/ml}}$$

Poutrelle Type 01 :

- Calcul des moments et effort tranchant à ELU :

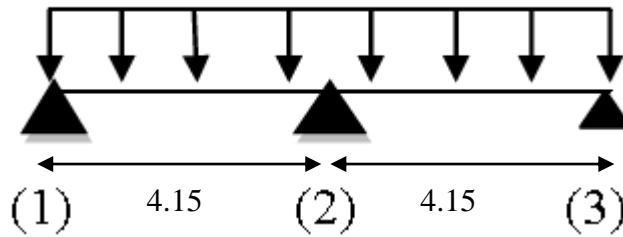


Schéma III -2 : Schéma statique de calcul.

- Calcul des moments :➤ **Moment en appuis :**

$$q_u = 0.601 \text{ t/ml.}$$

$$M_1 = -0.2 \times (qL^2/8) = -0.2 \times (0.601 \times 4.15^2 / 8) = -0.258 \text{ t/m}$$

$$M_2 = (-q Lg^3 + Ld^3 / 8.5(Lg' + Ld')) \times 0.7 = -0.601(4.15^3 + 4.15^3) / 8.5(2 \times 4.15) = -0.849 \text{ t/m}$$

$$M_3 = -0.2 \times qL^2/8 = -0.2 \times 0.601 \times 4.15^2 / 8 = -0.258 \text{ t/m}$$

➤ **Moment en travée :**

L'expression de $M(x)$ s'écrit sous la forme

$$M(x) = qux/2 \cdot x - qux^2/2 + M_1 + ((M_2 - M_1)/L) \cdot x$$

$$M(x) = 1.274x - 0.591x - 0.3x^2 - 0.258$$

➤ **Moment max sur travée (1-2) :**

$$T(x) = 0 \text{ la dérivé de } M(x) \rightarrow T(x) = 0.683 - 0.601x = 0 \rightarrow x = 1.136 \text{ m}$$

$$M(1.136) = 0.130 \text{ t.m}$$

Effort tranchant :

$$T(x) = 0.683 - 0.601x \text{ Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = 0.683 \text{ t}$$

$$x = 4.15 \rightarrow T(4.15) = -2.769 \text{ t}$$

➤ **Moment max sur travée (2-3) :**

$$M(x) = 1.389x - 0.3x^2 - 0.849$$

$$T(x) = 0 \rightarrow T(x) = 1.389 - 0.601x \rightarrow x = 2.311 \text{ m}$$

$$M(2.2) = 0.758 \text{ t.m}$$

Effort tranchant :

$$T(x) = 1.389 - 0.601x$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow T(0) = 1.331 \quad t(x)=4.15 \rightarrow T(4.15) = -1.1051 \text{ t}$$

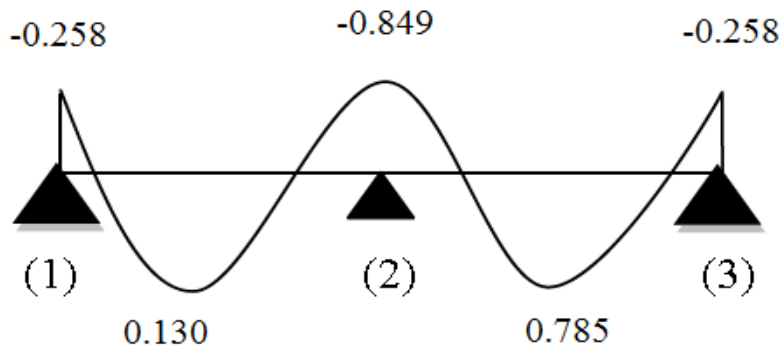


Schéma III -3 : Schéma statique de calcul.

A. Calcul des moments et effort tranchant à ELS :**- Calcul des moments :**

➤ **En appuis :** $q_s=0.438 \text{ t/ml}$

$M_s = -0.2 \times qL^2/8 \rightarrow 0.188$ puisque on a le même type de charges uniformément réparties

$$M_{s1} = -0.2 \times 0.438 \times L^2/8 = -0.2 \times 0.438 \times 4.15^2/8 = -0.188 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = -q(Lg^3 + Ld^3)/8.5(Lg' + Ld') = -0.438(4.15^3 + 4.15^3)/8.5(4.15 + 4.15) = -0.430 \text{ t.m}$$

$$M_{s3} = -0.2 \times 0.441 \times L^2/8 = -0.2 \times 0.441 \times 4.15^2/8 = -0.188 \text{ t.m}$$

➤ **Moment max sur Travée (1-2) :**

$$M_1 = -0.188 \text{ t.m} \quad M_2 = -0.430 \text{ t.m}$$

$$M(x) = (q_s L/2) \cdot x - q_s x^2/2 + M_1 + (M_2 - M_1)/L \cdot x$$

$$M(x) = -0.219x^2 + 0.722x - 0.188$$

➤ **Moment max sur la travée (1-2) :**

$$\text{Dérivé de } M(x) \quad T(x) = 0 \rightarrow T(x) = 0.722 - 0.438x = 0 \rightarrow x = 1.762 \text{ m}$$

$$M(1.762) = 0.501 \text{ t.m}$$

- Effort tranchant :

$$T(x) = 0.772 - 0.438x$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow T(0) = 0.772 \text{ t}$$

$$x=4.15 \rightarrow T(4.15) = -1.04 \text{ t}$$

➤ Moment max sur Travée (2-3) :

$$M_2 = -0.430 \text{ t/m} \quad M_3 = -0.188 \text{ t/m}$$

$$M(x) = -0.219x^2 + 0.666x - 0.430$$

$$T(x) = 0 \rightarrow T(x) = 1.15 - 0.438x = 0 \rightarrow x = 2.62 \text{ m}$$

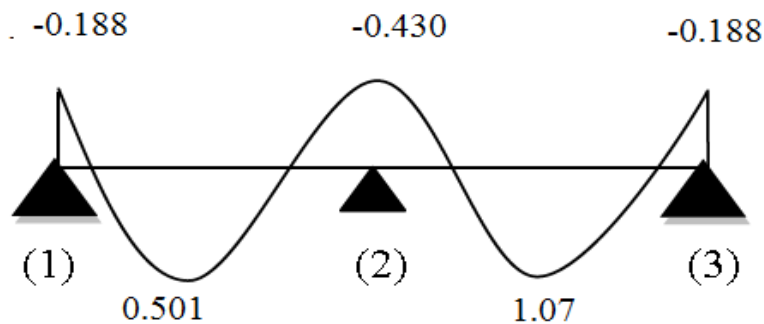
$$M(2.62) = 1.07 \text{ T.m}$$

- Effort tranchant :

$$T(x) = 1.15 - 0.438x$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow T(0) = 1.15 \text{ t}$$

$$x = 4.15 \rightarrow T(4.15) = -0.667 \text{ t}$$

**Schéma III - 4** : Schéma statique de calcul.**Poutrelle :****Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants de tous les types des poutres sont regroupés dans les tableaux suivants :

Type 02 :

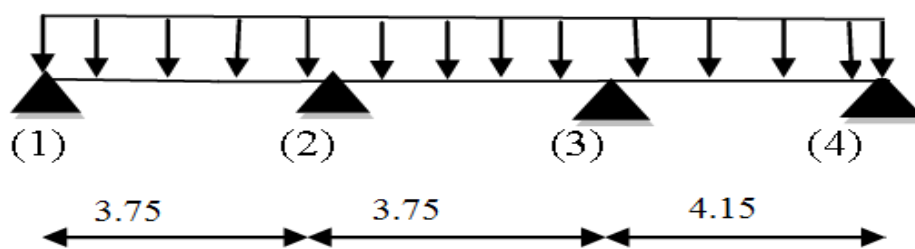


Schéma III - 5 : Schéma statique de calcul.

Type 03 :

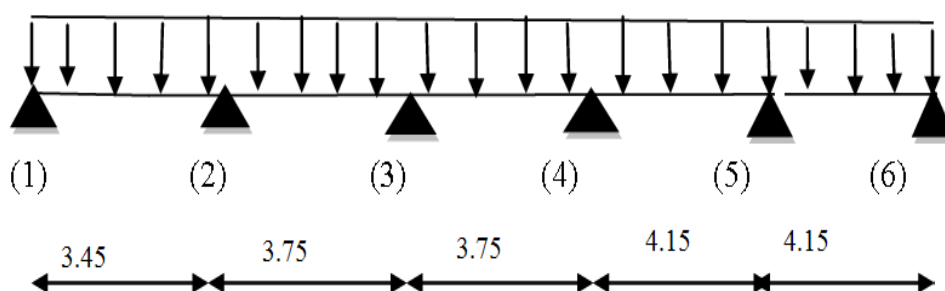


Schéma III - 6 : Schéma statique de calcul.

• **Récapitulatif des charges et sollicitations :**

Type (1) :

POUTRE	TYPE 1					
	ELU			ELS		
PLANCHER	Mapp max	Mtra max	T max	Mapp max	Mtra max	T max
TERRASSE	-8.94	7.58	- 27.69	- 4.30	10.70	-11.50
ETAGE C	-16.79	9.65	-20.48	-11.22	6.38	-13.48
RDC	/	/	/	/	/	/
S/SOL	/	/	/	/	/	/

Tableau III - 1 : Tableau des charges et sollicitations de la poutrelle type 1.**Type (2) :**

POUTRE	TYPE 2					
	ELU			ELS		
PLANCHER	Mapp max	Mtra max	T max	Mapp max	Mtra max	T max
TERRASSE	-11.89	10.21	- 16.27	-8.36	7.41	-13.06
ETAGE C	- 9.81	4.15	- 14.30	-7.15	6.14	-11.07
RDC	/	/	/	/	/	/
S/SOL	/	/	/	/	/	/

Tableau III - 2 : Tableau des charges et sollicitations de la poutrelle type 2.**Type (3) :**

POUTRE	TYPE 3					
	ELU			ELS		
PLANCHER	Mapp max	Mtra max	T max	Mapp max	Mtra max	T max
TERASSE	- 10.99	7.89	-15.12	-8.01	5.75	-11.02
ETAGE C	-	9.58	-18.34	-9.67	6.95	-13.31

	13.33					
RDC	- 17.79	12.78	-24.48	- 12.65	9.09	-17.41
S/SOL	- 19.57	14.05	-26.92	- 13.84	9.94	-19.04

Tableau III - 3 : Tableau des charges et sollicitations de la poutrelle type 3.

- **Ferrailage des poutrelles :**

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «**Type2**» comme un exemple de calcul au niveau du plancher haut de sous-sol (commerce) et on pose les résultats trouvés des autres types dans un tableau récapitulatif.

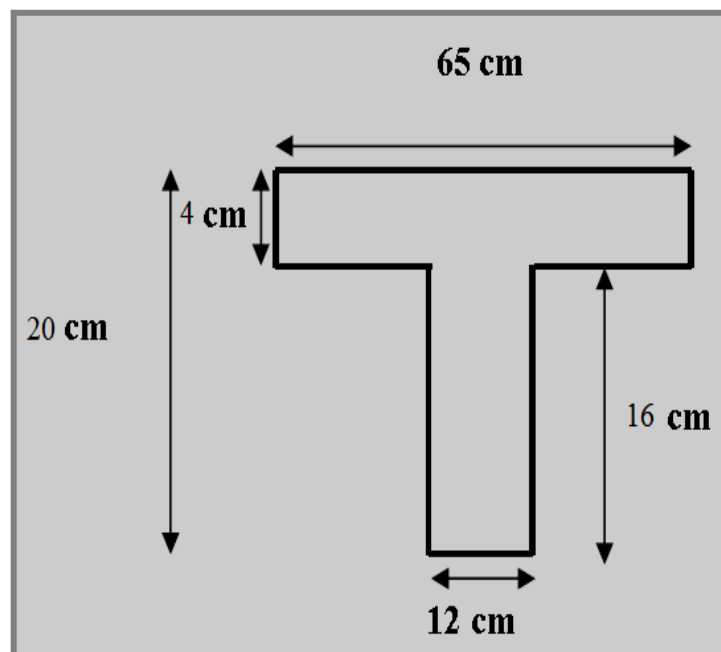


Schéma III - 7 : dimension d'une poutrelle.

ELU :

➤ **En travée :**

- Donnés :

$h_0=0.20\text{m}$, $b=0.65\text{m}$, $d=0,9h=0,18\text{m}$.

$$f_{c28}=25\text{MPa}, f_{t28}=0.6+0.06 f_{t28}=2.1, \text{MPa}, f_e=400\text{MPa}, f_{bu}=12,47\text{MPa}.$$

$$M_u \text{ max} = 7,58 \text{ T.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot f_{bc} (d - h_o / 2)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 (0.9 \times 0.20 - 0.04 / 2)$$

$$M_t = 5.9 \text{ T.m} \Rightarrow M_u \text{ max} < M_t$$

Donc ; la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table. On considère notre section (Section **Te**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

..

- $\mu = M_u \text{ max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,00758 / 0.65 \times (0,18)^2 \times 14.2$

$$\mu = 0.025 < 0.259 \text{ pivot A.}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,0325$$

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

$$\Rightarrow z = 0,177\text{m}$$

$$\S A_{st} = M_u \text{ max} / z \cdot \sigma_{st} \Rightarrow A_{st} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte: $A_{st} = 6T 12 = 4,71 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0.23 b d f_{tj} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times 2.10 / 400$$

$$A_{st} > 1.76 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{OK})$$

➤ **En appuis :**

$$M_{u \max} = 30,27 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0,03027 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

La section est considérée comme une section rectangulaire de largeur $b_0=65\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

III – 2. Les Balcons :

Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 0.8m.

Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

✓ **Epaisseur de balcon:**

Isolation acoustique : $e = 12\text{cm}$

$$e = \frac{L}{10} = \frac{80}{10} = 8 \text{ cm}$$

On prend: $e = 12\text{cm}$

➤ **Evaluation des charges :**

✓ **Descente de charge:**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{K}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Dalle pleine	0,12	25,00	3,00
5	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
				ΣG = 4,36

Tableau III - 4 : Evaluation des charges pour le balcon.

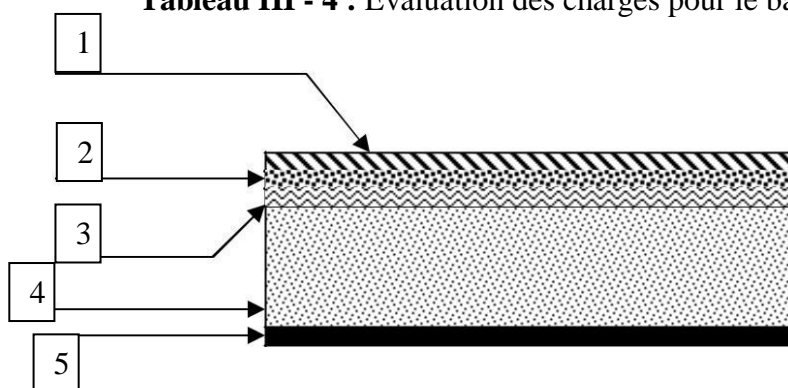


Figure III - 1 : Différents couches constituant une dalle pleine.

Poids propre $G= 4,36 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q =3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P=1,81*1,10=1,99\text{KN}$

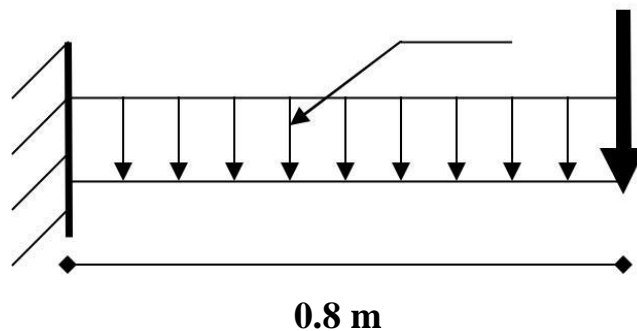


Schéma III - 8 : Schéma statique.

➤ Combinaison des charges

$q_u=11.13 \text{ kN/ml}$

- E.L.U :** $q_u=1.35 G + 1.5 Q$
 $P_u=1,35 P$ $P_u=2,69 KN$
- E.L.S :** $q_{ser}= G + Q$ $q_{ser}=7.86 kN/ml$

➤ **Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:**

$M_{max} = 9.80KN.m$

$T_{max} = Q_u.l + P_u=15,98KN$

$d = 0,9 h = 0.9(12) = 10,8 cm$

➤ **Ferrailage :**

M (KN.m)	μ	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
-9.80	0,033	0	3,065	4T12 A _s =4,52 St =33cm	1,13cm ₂	4T8 A _s =2,01 st=33 cm

Tableau III - 5 : Tableau de ferrailage.

Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1 / 400 = 1,74 cm^2/ml$

$A = 3,06cm^2 > A_{min} = 1,74cm^2$ condition Vérifiée.

- **Contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{15,98}{10,8 \times 100} = 0,11MPa$$

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4MPa) = 2,5MPa$..(Fissuration préjudiciable).

$\tau_u = 0,11MPa < \tau_u' = 2,5MPa$condition Vérifiée.

- **La vérification des contraintes à l'E.L.S :**

$Q_{ser} = G+Q = 8,05KN.ml$

$P_{ser} = 2,69KN$

$M_{ser} = -7,26KN.m$

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$by^2/2-15.As.(d -y)=0$$

$50y^2+67,80y -976,32 = 0$ $y =3,79\text{cm}$ (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)

- Détermination du Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n As (d - c) + n As (d - x)^2 = 0$$

$$\Rightarrow I = 9447.05 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes au niveau du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ts+x}}{I_0} = 8.05 \times 10^5 * 3.79 / 9447.05 = 3.23 \text{ kg /cm}^2$$

$\sigma_b = 104.98 \text{ kg /cm}^2 \leq 0.6 f_{c28} = 150 \text{ kgf/ cm}^2$ condition vérifier.

- Vérification des contraintes au niveau d'acier :

fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_{st}} = \min\{2/3f_{te} ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\} \Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

- $\sigma_{st} = n M_{ser} (d - x) / I \leq \sigma_s = 2000 \text{ Mpa}$

- $\sigma_{st} = (15 * 8.05 \times 10^5) \times (100 - 12.67) / 9447.05 \leq 2020$condition vérifier

- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:[B.A.E.L.91]

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

- Détermination du centre de gravité:

$$Y_1=Y_G= 8,26\text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,74 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{BY^3_1}{3} + \frac{BY^3_2}{3} + \eta A(d Y)^2 \qquad I = 36797,53 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

F = 0.019cm

Fadmi = L/250= 80/250 =0,32cm

Fcalculé = 0,019cm < Fadmi 0,32cm.....Condition Vérifiée.

III – 3. La dalle machine :

Introduction :

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.

A. Pré dimensionnement :

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

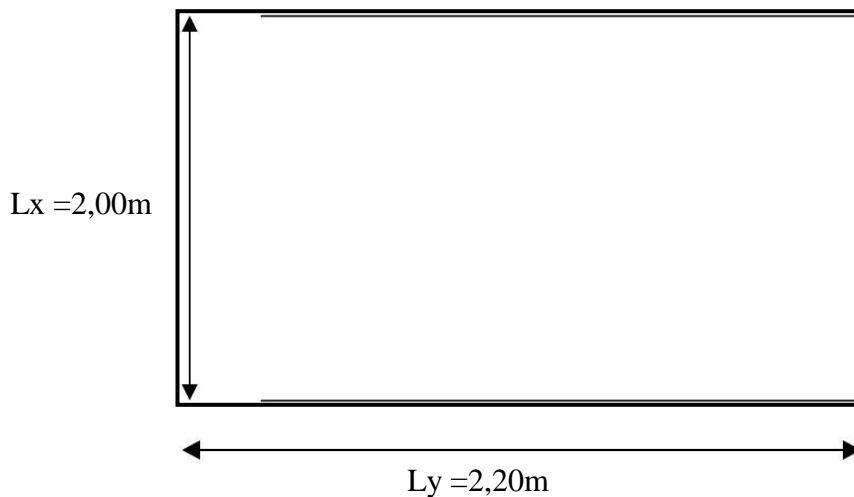


Schéma III - 9 : Schéma de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow 4\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}$$

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

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e = 25\text{cm}$

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

B. Détermination des charges et surcharges :**a. Charges permanentes :**

- Poids de la dalle machine supportée..... $50,00\text{kN/m}^2$
- Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25\text{kN/m}^2$

$$G = 56,25\text{kN/m}^2$$

b. Surcharge d'exploitation : $Q = 1\text{kN/m}^2$ **c. Combinaison de charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438\text{kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 57,25\text{kN/m}^2$$

d. Calcul des efforts [RPA99V2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

- Calcul de « ρ » :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{1,90} = 0,868 < 1$$

- La dalle travail dans les deux sens :

$$- M_x = \mu_x * q_u * L_x^2$$

$$- M_y = \mu_y * q_u * L_y^2$$

ELU :

$$- \mu_x = 0,0490 \Rightarrow M_x = 10,33\text{KN.m}$$

$$- \mu_y = 0,715 \Rightarrow M_y = 7,39\text{KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- Moments en travées :

- $M_{tx}=0,85M_x=8,78$ KN.m.
- $M_{ty}=0,85M_y=6,28$ KN.m.

- Moments sur appuis:

- $M_{ax}=0,3M_x=3,10$ KN.m.
- $M_{ay}=0,3M_y=2,22$ KN.m.
- $M_a=\text{Max}(M_{ax}; M_{ay})=3,10$ KN.m.

C. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section ($b \times h$) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

➤ **Ferrailage en travée :**

a. Dans le sens « L_x » :

On a: $b = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 0,9 h = 22,5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

$M_{tx}(\text{KN.m})$	M	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A_{scal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{sdp}(\text{cm}^2)$
8,78	0,0122	0	0,0153	22,36	1,12	5T10	3,93

Tableau III - 6 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

- Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens « L_y » :

$M_{ty}(\text{KN.m})$	M	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A_{scal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{sdp}(\text{cm}^2)$
6,28	0,0095	0	0,0119	21,39	0,84	5T10	3,93

Tableau III - 7 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)

- **Espacement :**

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Ferrailage en appuis :**

$M_a(\text{KN.m})$	M	$A's(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A_{scal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{sadm}(\text{cm}^2)$
3,10	0,0043	0	0,0054	22,45	0,396	5T10	3,93

Tableau III - 8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appui.

Espacement :

$$\frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \dots\dots\dots \text{ Dans le sens X-X vérifier}$$

$$\frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{min}(4h, 45 \text{ cm}) = 33 \dots\dots\dots \text{ Dans le sens Y-Y vérifier}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 46.63 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 42.54 \text{ KN}$$

$$T_{Umax} = \max(T_x, T_y) = 46.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{46.63 \times 10^5}{1000 \times 375} = 0.207 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{ ok vérifier}$$

- **Vérification a l'ELS :**

a. **Vérification des contraintes :**

- **Moments en travée :**

- $M_{tx} = 0,85 M_x = 7,40 \text{ kNm}$

- $M_{ty} = 0,85 M_y = 5,95 \text{ kNm}$

- Moments en appuis :

- $M_a = \text{Max} (0,3M_x ; 0,3 M_y) = 2,61 \text{ kNm}$

- Vérification des contraintes au niveau du béton :

- $\sigma_b = \frac{M_s}{I_0} = \text{kg/cm}^2$

- $\sigma_b = 145 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$

- Vérification des contraintes au niveau d'acier :

Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_{st}} = \min \{2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\} \Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

- Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M _t (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	(x-x)	7,40	3,93	4,60	22132,70	1,54	89,77-
	(y-y)	5,95	3,93	4,60	22132,70	1,24	72,18
Appuis		2,61	3,93	4,60	22132,70	0,54	31,66

Tableau III - 9 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens.

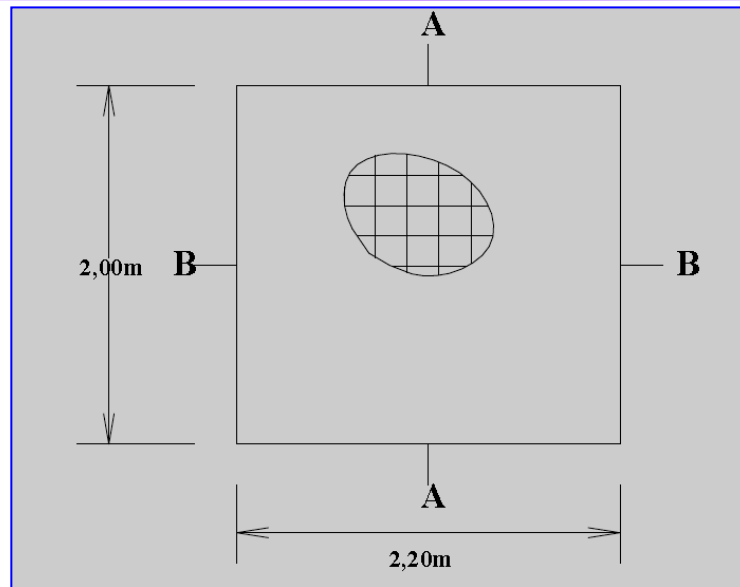


Schéma III - 10 : Schéma des dimensions de la dalle machine.

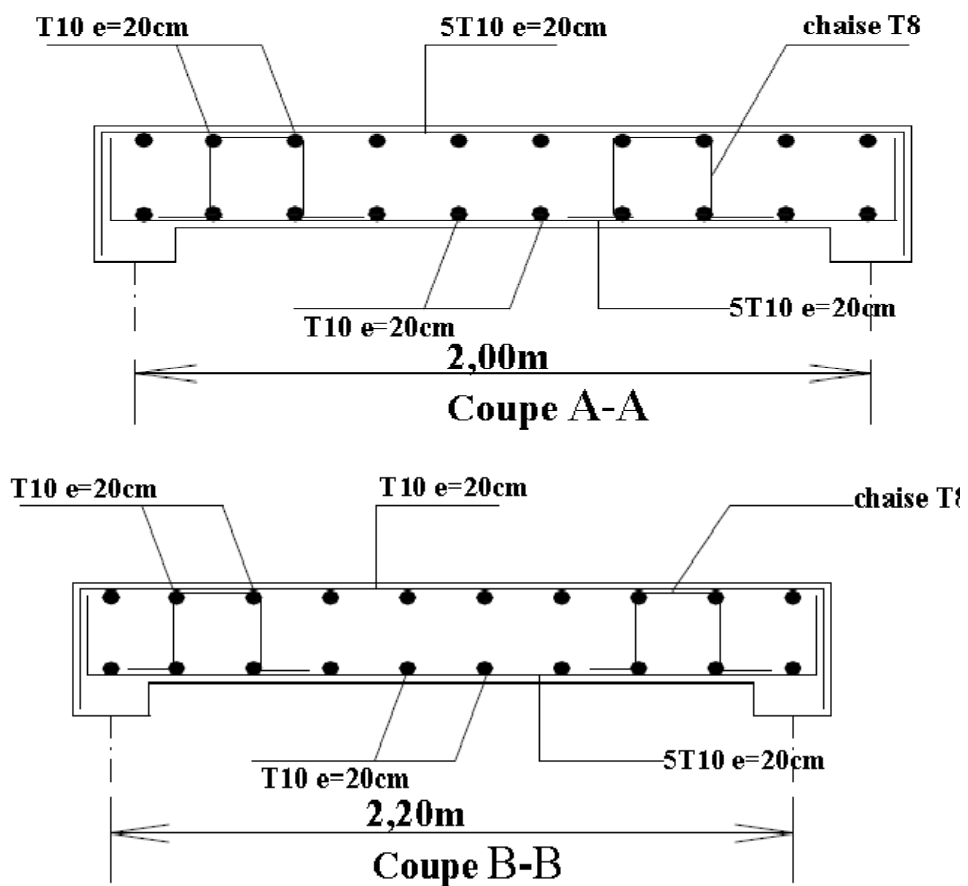


Schéma III - 11 : Ferrailage de la dalle machine.

III – 4. Les escaliers :

Le ferrailage des escaliers se fait à l'ELU en flexion simple (fissuration peu nuisible).
Dans notre structure on a un seul type d'escalier.

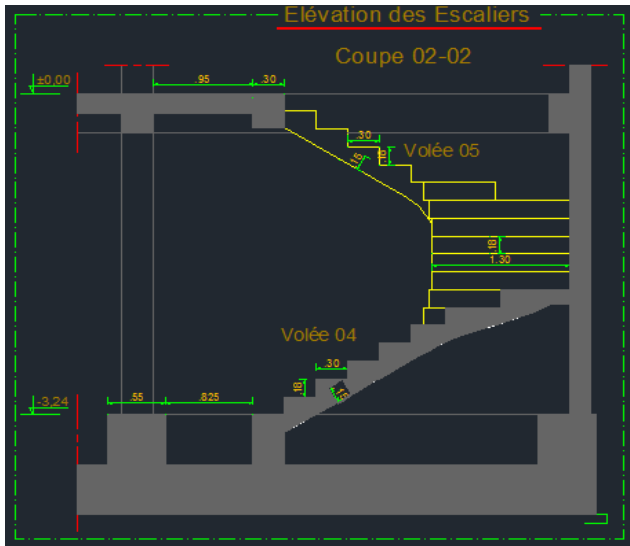


Schéma III - 12 : Coupe d'escalier

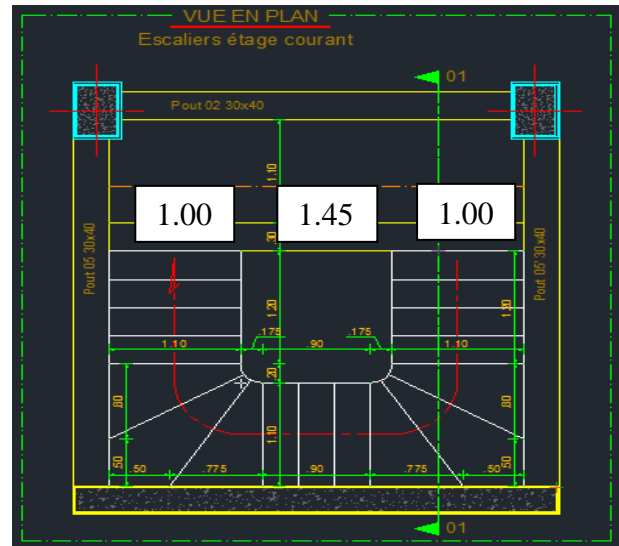


Schéma III - 13 : Vue en plan d'escalier

- **Ferrailage d'escalier en flexion simple :**

- **A L'ELU**

- a. Chargement :**

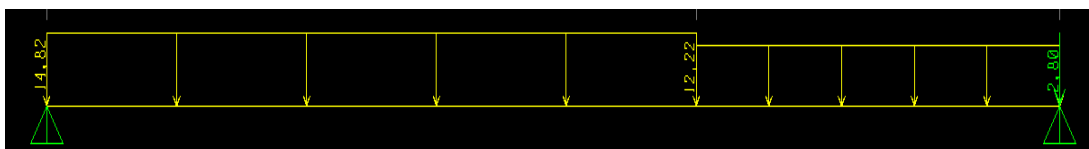
$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 820,87 \text{ Kg/m}^2. \\ G_p = 628 \text{ kg/m}^2. \\ Q = 250 \text{ kg/m}^2. \end{array} \right.$$

- b. Combinaison de calcul :**

$$N_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q = 14,82 \text{ KN/ml.}$$

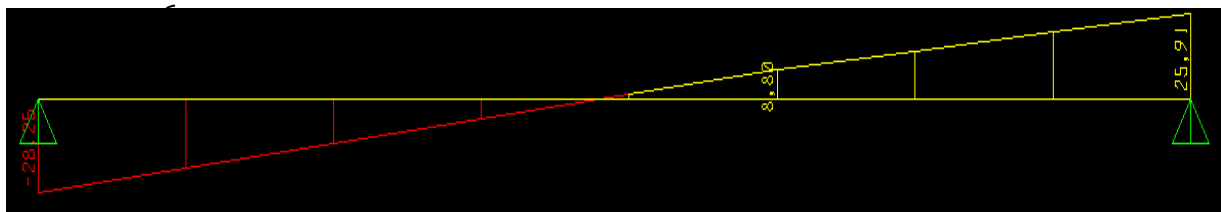
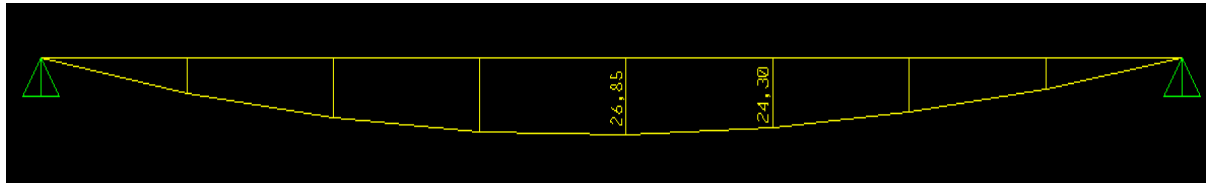
$$N_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q = 12,22 \text{ KN/ml.}$$

- **Schéma statique et digrammes :**



• **Calcul des efforts internes :**

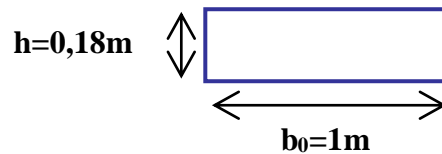
Le moment maximum correspond à l'abscisse (x) dont lequel on a l'effort tranchant est nul tel que : $T(x) = 0$ pour $x = 2,3$ m $\Rightarrow M_{max} = M(2,16) = 26,84$ KN.m.



$$M_{appuis} = 0,3 M_{max} = 8,052 \text{ KN.m.}$$

$$M_{travée} = 0,8 M_{max} = 21,472 \text{ KN.m.}$$

• **Ferrailage longitudinal :**



Donnés :

- $h=0.18\text{m}$, $b=1\text{m}$, $d=0,9h=0,162\text{m}$.
- $f_{c28}=25\text{MPa}$, $f_{t28} = 0.6+0.06 f_{t28} = 2.1$, MPa, $f_e=400\text{MPa}$, $f_{bu}=12,47\text{MPa}$.

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}$$

✓ **Sur appuis :**

$$f_{bu} = f_{bc} = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b. f_{bc} = 141.66 = 142 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D'o\grave{u} : \mu_{bu} = 0,8052 * 100 / (100 * (16,2)^2) * 142 = 0.0216$$

$$\mu_{bu} = 0,0216 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas d'armateur comprimé.}$$

$$A = 0,0275 ; z = d(1 - 0.40 \alpha) = 16.02 \text{ cm}$$

$$A_s = M_{appuis} / Z * b_s. \quad B_s = f_e / \gamma_s = 400 * 10 / 1.15 = 3480 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc : $A_s = 80520 / 16.02 * 3480$

$A_s = 1,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ **En travée :**

$$\mu_{bu} = 2,1472 * 100 / (100 * (16,2)^2) * 142 = 0,0576$$

$0,0576 < 0,186 \Rightarrow$ pivot A \Rightarrow pas d'armateur comprimé.

$\alpha = 0,1533 ; z = 15,20 \text{ cm} ;$

$A_s = 4,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification :

❖ **Condition de non fragilité :**

- $A_{CNF} = \frac{0,23 b d f_{28}}{f_e} \Rightarrow A_{CNF} = 1,95 \text{ cm}^2$.

- $A_{min} = 0,8\% b h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \Rightarrow A_{min} = 1,53 \text{ cm}^2$.

- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,65}{4,20} = 0,869$.

- $A_s \geq A_{min} \dots \dots \dots$ **Vérfié.**

Les résultats dans le tableau récapitulatif suivant :

Section	b (cm)	d (cm)	Mu (t.m)	μ	α	Z (cm)	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	As adopté
Travée	100	16.2	2.14	0.057	0.15	15.20	1.53	4.05	4T12
appuis	100	16.2	0.805	0.021	0.027	16.02	1.53	1.59	2T12

Tableau III – 10 : Tableau récapitulatifs des résultats.

• **Ferrailage transversal :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si :

✓ Pas de reprise de bétonnage.

✓ $\bar{\tau} \leq \tau$.

Dans notre cas :

✓ Pas de reprise de bétonnage.

$$\checkmark \quad \bar{\tau} = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{3,3}{1 \times 0,162} = 0,204 \text{ MN.}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 * 22}{1,5} = 1,03 \text{ MN}$$

$\bar{\tau} = 0,1603 \text{ MN} < \bar{\tau} = 1,03 \text{ MN} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armature de répartition :**

- ✓ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,125 \text{ cm}^2/\text{ml. Ferrailage adopté : 4T8 (S}_t = 25 \text{ cm).}$$

- ✓ **Sur appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,4 \text{ cm}^2/\text{ml. Ferrailage adopté : 4T8 (S}_t = 25 \text{ cm).}$$

- **Espacement maximal :**

$$S_{\max} = \min(3h, 33\text{cm}) = \min(54,33) = 33\text{cm.}$$

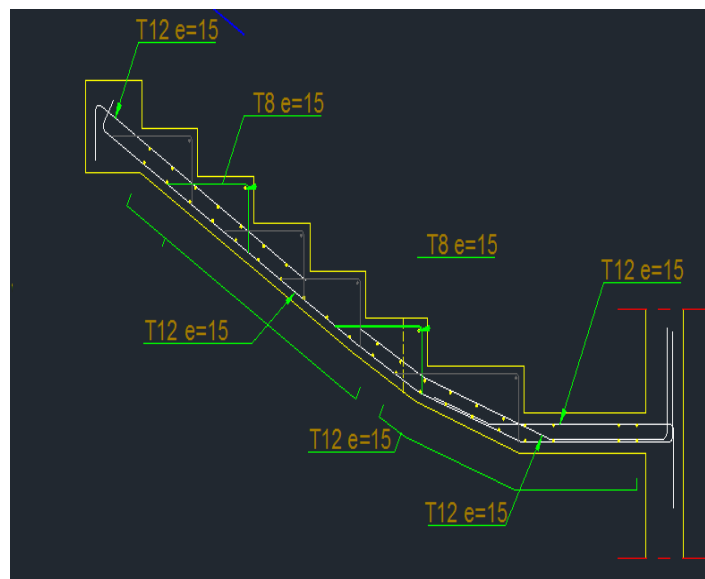


Schéma III - 14 : Disposition des armatures.

- **Ferrailage de la poutre palière :**

La Poutre palière prévue pour reprendre la réaction du palier de repos, elle est supposée comme étant simplement appuyées sur les poteaux de ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments aux appuis.

a- Coffrage :

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre palière

$$\frac{l}{15} \leq h_p \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 18,00\text{cm} \leq h_p \leq 27,00\text{cm} \Rightarrow h_p = 30\text{cm. Avec } l = 2,7\text{m.}$$

l : portée de la poutre palière.

b- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple, sous fissuration peu préjudiciable.

o Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $G = 0.30 \times 0.35 \times 2500 = 2.625 \text{KN/ml}$.
- Charge ramener par la paillasse : 12.72KN/ml .
- Charge d'exploitation : $2500 \times 0.3 = 0.875 \text{KN/ml}$.
- Charge d'exploitation sur les escaliers : $2.5 \times 2500 = 6.255 \text{KN/ml}$.

$$G = 15,34 \text{ KN/ml.} \quad Q = 7,005 \text{ KN/ml.}$$

- o E.L.U : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 31,21 \text{KN/ml}$
- o E.L.S : $Q_s = G + Q = 22,345 \text{KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{u_{\text{MAX}}} = \frac{q_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_{u_{\text{MAX}}} = 41,88 \text{KN.m.} \\ V_{u_{\text{MAX}}} = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow V_{u_{\text{MAX}}} = 51,54 \text{KN} \\ M_{s_{\text{MAX}}} = \frac{q_s \times l^2}{8} \Rightarrow M_{s_{\text{MAX}}} = 30,04 \text{KN.m} \\ V_{s_{\text{MAX}}} = \frac{q_s \times l}{2} \Rightarrow V_{s_{\text{MAX}}} = 36,92 \text{KN} \end{array} \right.$$

ELU

$$\begin{cases} M_{app} = 0.3 M_{u_{max}} = 12,56 \text{KN.m.} \\ M_t = 0.8 M_{u_{max}} = 33,50 \text{KN.m} \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_{app} = 0.3 M_{s_{max}} = 9,012 \text{KN.m.} \\ M_t = 0.8 M_{s_{max}} = 24,03 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donnés :

$$b_o = 0,3 \text{m} ; d = 0.9h = 0,315 \text{ m} ; h = 0,35 \text{m.}$$

- Armatures longitudinales :✓ **Sur appui :**

$$\mu_{bu} = 0,04 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas d'armateur comprimé.}$$

$$\alpha = 0,051 ; z = 0,2645 ; A_s = 2,89 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \mathbf{3T14.}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_{bu} = 0,107 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \text{pas d'armateur comprimé.}$$

$$\alpha = 0,142 ; z = 0,2645 ; A_s = 4,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \mathbf{3T14.}$$

- Armatures transversales :

$$\tau = \frac{V_{max}}{b_o \times d} = \tau = \frac{3.692}{30 \times 31.5} = 0.39 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16 \text{MN.}$$

$$\tau = 0,1603 \text{MN} < \bar{\tau} = 1,16 \text{MN} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

- Donc les armatures droites sont suffisantes.

- Armatures d'âmes :

$$\phi_t \leq \min (\phi_{t \min} ; h/35 \text{ mm} ; b_o/10) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Espacement des barres :

$$St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 400}{1,15 \times 0,30 \times 0,665} = 31,54 \text{ cm.}$$

K = 0 pas de prise de bétonnage.

$$7 \quad \text{cm} \leq St \leq St_{\max} = \min(0,9d; 40\text{cm}) = 24,30 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

- Condition de % min:

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right)$$

$$1,34 \geq 0,4 \text{ MPA}$$

⇒ vérifiée.

Conclusion

Nous prenons **St = 20 cm.**

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{ser}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{ado}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix
Travée	4.84	1.56	2.66	4.62	3HA14
Appuis	2.89	1.56	1.45	3.39	3HA1

Tableau III – 12 : Section des armatures

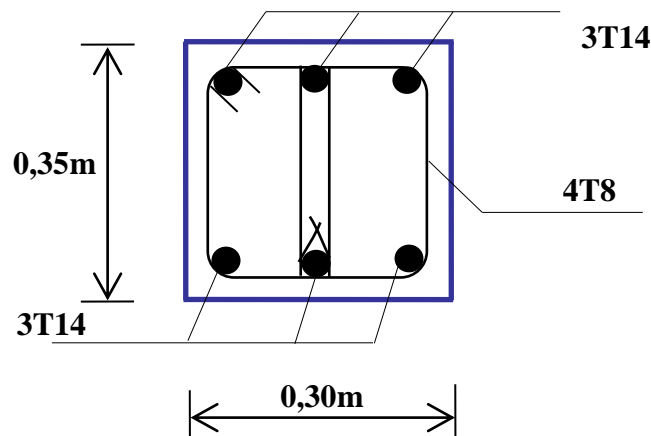


Schéma III - 15 : Croquée de ferrailage de la poutre palière.

III – 5. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids

propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q).

IL a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité.
- ✓ Servant comme garde-corps.
- ✓ Entretien des façades.

Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

a- Évaluation des charges :

- **Charge permanente :**

$$S = \frac{(0,07 + 0,1)}{2} \times 0,22 + 0,5 \times 0,1 = 0,0587ml.$$

$$G = 0,0587 \cdot 2500 = 145,75kg/ml.$$

- **Surcharge d'exploitation :**

* La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 100kg/ml$: poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_pW_p$: la force sismique.

$$A = 0,2, C_p = 0,8 \text{ (RPA 99 page 43)} \Rightarrow F_p = 148,29kg/ml.$$

$$Q = \max (100 ; 148,29) \Rightarrow Q = 148,29kg/ml.$$

- **Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être

calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

- $A = 0,2$ A: coefficient d'accélération de zone (zone II).
- $C_P = 0,80$ C_P : facteur de force horizontale (élément en console).
- $W_P = 145,75 \text{ kg/m}$ W_P : poids de l'acrotère.

$$\text{D'où : } F_P = 4 \times 0,2 \times 0,80 \times 145,75 \Rightarrow F_P = 122,43 \text{ Kg/ml}$$

- Pour G : $N_G = 145,75 \text{ Kg/ml}$

$$M_G = 0$$

$$T_G = 0$$

- Pour Q : $N_Q = 0$

$$M_Q = H \times Q = 88,97 \text{ Kg/ml}$$

$$T_Q = Q = 148,29 \text{ Kg/ml}$$

- Pour F_P : $N_{F_P} = 0$

On a : $F_P \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : $N_G = 145,75 \text{ kg/m}$
- Surcharges : $Q = 148,29 \text{ kg/ml}$.
- Un moment : $M_E = Q \cdot h = 148,29 \times 0,6 = 88,97 \text{ Kg/ml}$
- Un effort tranchant : $T_Q = 148,29 \text{ kg/ml}$.

b- Evaluation des sollicitations :

- **ELU**

$$N_U = 1,35 N_G = 1,35 \times 145,75 = 196,79 \text{ kg/ml. } M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 88,97 = 133,45 \text{ kg/ml.}$$

$$T_U = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 148,29 = 222,43 \text{ kg/ml.}$$

- **ELS**

$$N_{ser} = N_G = 145,75 \text{ kg/ml. } M_{ser} = M_Q = 88,97 \text{ kg/ml. } T_{ser} = T_Q = 148,29 \text{ kg/ml.}$$

- Vérification de non flambement :

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console:

- L_f : la longueur de flambement.
- a : l'épaisseur de l'acrotère.
- λ : l'élancement.
- e_0 : l'excentricité du noyau central.
- e_1 : l'excentricité du premier ordre.

$$= 2 \times 0.5 \quad \Rightarrow \quad L_f = 1 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a}$$

$$= \frac{1 \cdot \sqrt{12}}{0.1} \Rightarrow \lambda = 34.64$$

L'excentricité :

$$e_0 = \frac{a}{6} \quad \Rightarrow \quad e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} \quad \Rightarrow \quad e_1 = \frac{133.45}{312.79} = 0.42 \text{ m}$$

$e_1 > e_0 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

$$\lambda_{\max} = \text{Max}(50, \min(100, e_1/a)) = \text{Max}((50, \min(100, 0.42/0.1)) \text{ cm} \Rightarrow \lambda_{\max} = 50$$

On a : $\lambda = 34.64 \leq \lambda_{\max} = 50$ donc : pas de risque de flambement

$$e = e_a + e_1 + e_2 \quad e_a = \text{Max}(2\text{cm}, l / 250) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

- Calcul du coefficient de majoration : (δ_f)

$$\delta_f = \min(1 + 0.15(\lambda/35)^2(a/e_0), 1.4) \dots \text{si : } e_1/h > 0.75$$

$$1 + 0.2 + (\lambda/35)^2 \dots \text{si : } e_1/h \leq 0.75$$

$$\bullet \lambda = \left\{ \frac{L_f \sqrt{12}}{a} = \frac{1 \cdot \sqrt{12}}{0.1} \right. \Rightarrow \lambda = 34.64$$

• $e_1/a = 4.2 > 0.75$

= Donc : $\delta_f = \min [1.4 ; 1+0.15(\lambda/35)^2 \times (a/e_0)] = \min [1.4 ; 1+0.15(34.64/35)^2 \times (0.1/0.36)]$

= $\min [1.4 ; 1.059] = 1.05$

➤ **Ferrailage :**

• **L'ELU**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

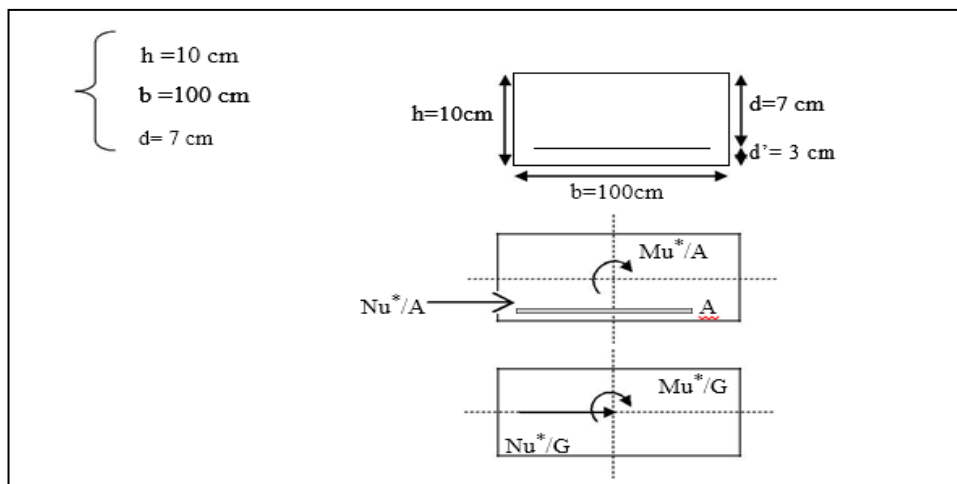


Schéma III - 16 : Coupes transversales de l'acrotère.

- **Les sollicitations majorées :**

$N_u = \delta_f \times N_u = 1.059 \times 196.79 = 208.40 \text{ kg/ml.}$

$M_{UG} = N_u \times (e_0 + e_a) = 208.4 (0.42 + 0.02) = 91.69 \text{ kg.ml.}$

- **Évaluation des moments au niveau des armatures tendues, Moment de flexion fictif M_{UA}**

$M_{UA} = M_{UG} + N_u \times (d - h/2)$

$= 91.69 + 208.4 (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow M_{UA} = 96.12 \text{ Kg.ml}$

- **Calcul à la flexion simple :**

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$

$$\frac{\sigma_{bu} = 0.85 \times 25 = 14.16 \text{ MPa} = 142 \text{ Kg/cm}^2}{1.5}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa} = 3480 \text{ Kg/cm}^2$$

- Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{UA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.155 \times 10^{-3}}{1 \times 8^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu = 0.017$$

$$\mu < \mu_c = 0.186 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé.}$$

On a le domaine(1), $\epsilon_s = 1 \%$,

$$\alpha = 1.25 (1 - (1 - 2\mu)^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0.021$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 7.93 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M_{UA}^*}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_f = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - N_u / \sigma_s \Rightarrow A_s = 0.33 \text{ cm}^2$$

M_{UA}^* (KN.m)	μ	α	z (m)	ϵ_s (%)	σ_s (MPa)	A_f (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)
0.96	0.017	0.021	7.93	1	348	0.56	0.33

Tableau III – 13: Calcul de la section des armatures.

• **P'E.L.S**

- **Position du centre de pression :**

$$N_{ser} = 145.75 \text{ kg/ml.}$$

$$M_{ser} = 88.97 \text{ kg/ml}$$

$$e_s = M_{ser} / N_{ser} = 88.97 / 231.70 = 0.38 \text{ m} ; e_0 = h / 6 = 0.013 \text{ m}$$

$$e_s \geq e_0 \quad \text{donc la section est partiellement comprimé.}$$

- Sollicitations majorées :

$$N_{ser} = \delta_f \times N_{ser} = 1.059 \times 145.75 = 154.34 \text{ kg/ml.}$$

$$M_{ser/G} = (\delta_f \times M_{ser}) + (N_{ser} \times e_a)$$

$$= (1.059 \times 88.97) + (154.34 \times 0.02) = 97.29 \text{ kg/ml.}$$

- Le moment fictif :

$$M_{serA} = M_{serG} + N_{ser} \times (d - h/2)$$

$$= 97.29 + 154.34 (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow M_{serA} = 100.37 \text{ kg/ml.}$$

- Calcul à la flexion simple :

- La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 f_c, 150 \times \eta \text{ Mpa}) \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 \times 400, 150 \times 1.6) \Rightarrow \sigma_{sc} = 240 \text{ Mpa}$$

- Calcul du moment limite de service M1

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r/2) / (1 - \alpha_r/3)$$

$$\alpha_r = (15\sigma_{bc}) / (15\sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow M_1 = 0.0195 \text{ kg/ml.}$$

$$M_{serA} < M_1 \text{ (pas d'armateur comprimé } A = 0).$$

$$Z = d (1 - \alpha_r/3) = 0.0588 \text{ m } A_s = M_{ser} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.088 \times 10^5$$

$$/ (0.067 \times 240) = 0.54 \text{ cm}^2$$

- Calcul à la flexion compose:

$$A_{ser} = A_s - N_{ser}^* / \sigma_s = 0.54 \cdot 10^{-4} - (1.945/240)$$

$$A_{ser} = 0.36\text{cm}^2$$

Mais: $A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{min}]$

- Pourcentage minimal d'armatures longitudinales :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.966 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{min}] = \text{Max} [0.30, 0.36, 0.966] \Rightarrow A_s = 0.966 \text{ cm}^2$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : 4 T 8 $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition Vérifiée}).$$

- Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \quad [\text{R.P.A99_V2003}]$$

- A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15
- Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8
- Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,43 KN
- Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que : $F_p \leq 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,43 \cdot 0,8 = 0,68 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,68 \text{ KN} < 1,5Q = 1,05 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée}).$$

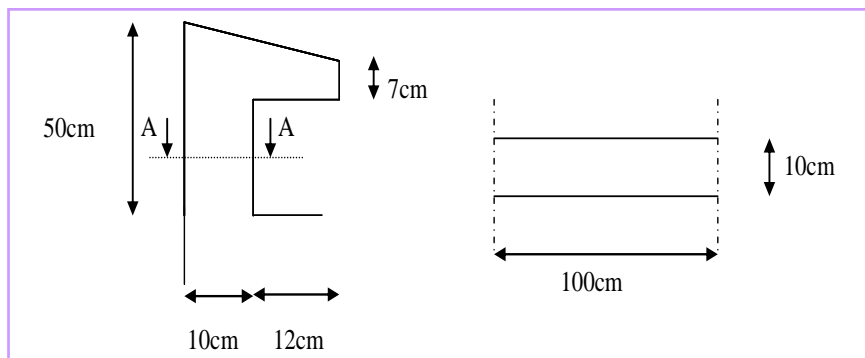


Schéma III - 17 : Coupes transversales de l'acrotère.

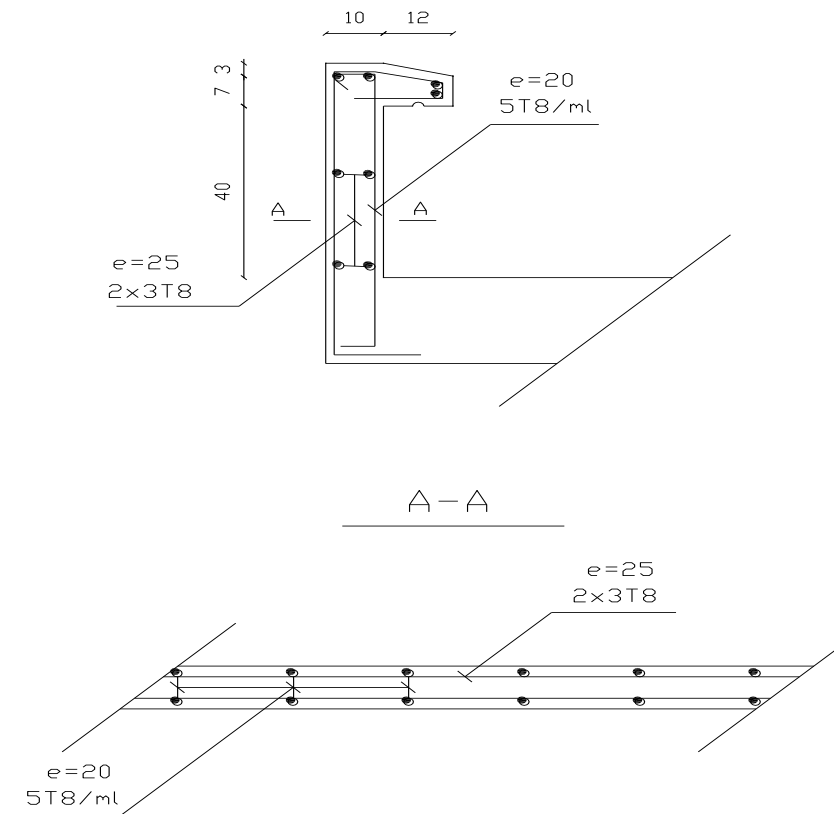
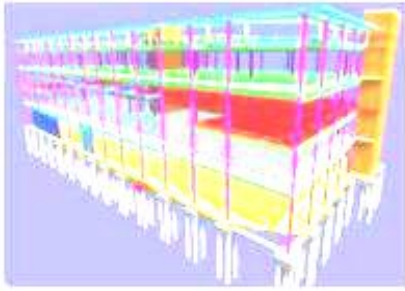


Schéma II - 18 : Ferrailage de l'acrotère.



CHAPITRE IV

Etude dynamique

Le travail fait par logiciel robot

IV- 1 Présentation du logiciel ROBOT :

a. Présentation :

Le logiciel Autodesk ROBOT structural Professional propose aux ingénieurs structure de fonctionnalités de simulation et d'analyse de structure, évoluées pour des structures vastes et complexes.

Il permet de modéliser des types de constructions 2D et 3D composé d'élément barre, poutres et poteaux et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules spécifiques tels que le dimensionnement de charpente métallique, le calcul des assemblages ou le béton armé

- Saisie graphique 2D et 3D
- Calcul de structure (RDM)
- Neige et vent, combinaisons automatique
- Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier,

b. Modélisation :

- Élément linéaire : barre poutre,
- Élément surfacique : plaque coque panneaux orthotrope
- Élément volumique opération d'édition et de sélection puissantes

Les caractéristiques principales du logiciel :

Définition de la structure réaliser en mode entièrement graphique dans l'édition conçus a cet effet (vous en peut aussi ouvrir un fichier au format DXF et importé la géométrie de la structure.

- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de présenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, moments, déplacements
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure

- Possibilité d'effectuer le type de barre lors de la définition du model de la structure et non pas seulement les modules métier
- Composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écrans, copier le fichier vers autres logiciel)

c. Etape de travail :

➤ **Les lignes de construction :**

Les lignes de construction c'est la premier étape de modélisation de la structure dont on va saisir les valeurs et les positions des axes dans le plan(X, Y, Z)

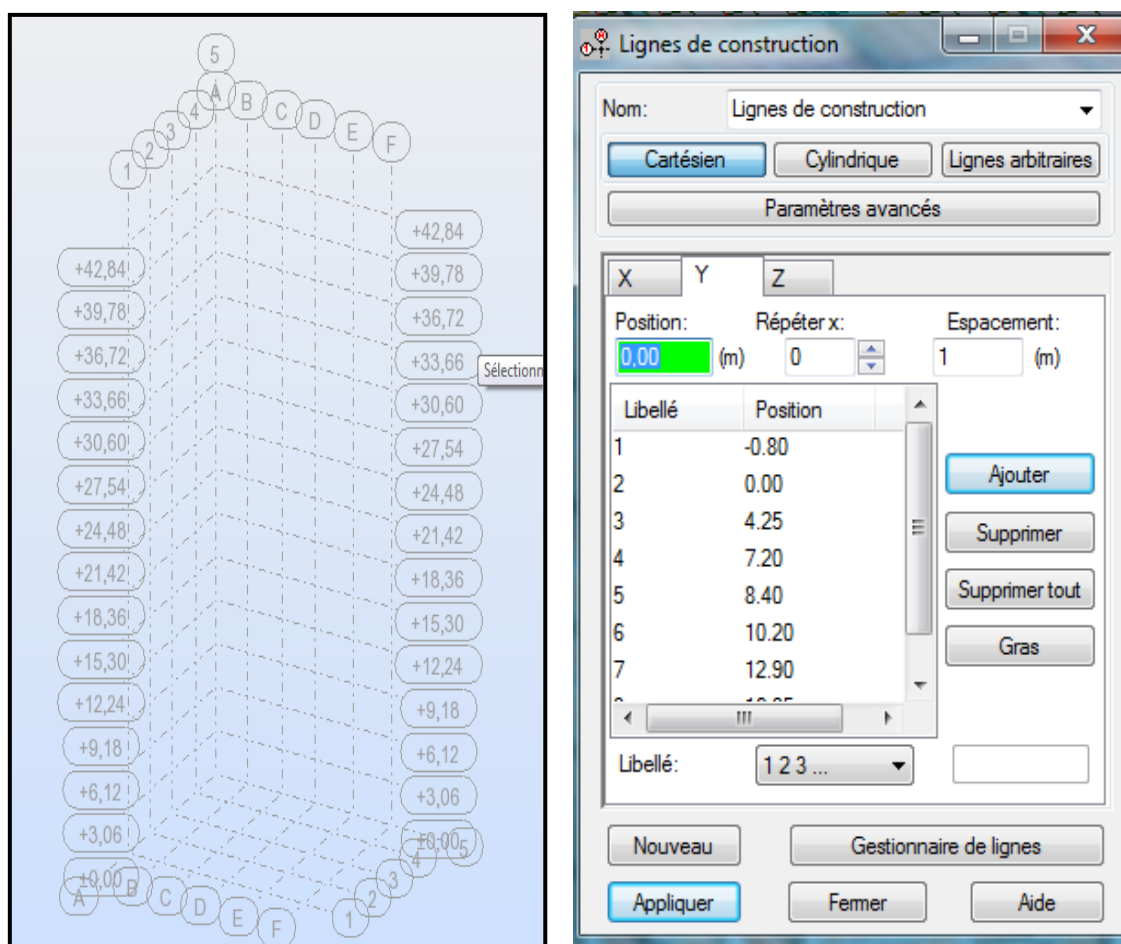



Figure IV- 1: Boite de dialogue ligne de construction-ROBOT-

➤ **Définition des sections :**

Après avoir saisir les lignes de construction qui confondues les axes et la géométrie de notre structure on passe à la définition des sections de les éléments de la structure en créant de nouveaux section et on les définie suite aux données de notre structure on 

clique sur l'icône .

Clique sur **DEFINIR UN NOUVEAU PROFIL** pour introduire les nouvelles sections, la boîte de dialogue suivante apparaîtra :

On choisit le type d'élément, dans notre cas à titre d'exemple les poteaux ont des sections différentes tout au long de la structure comme la figure montre :

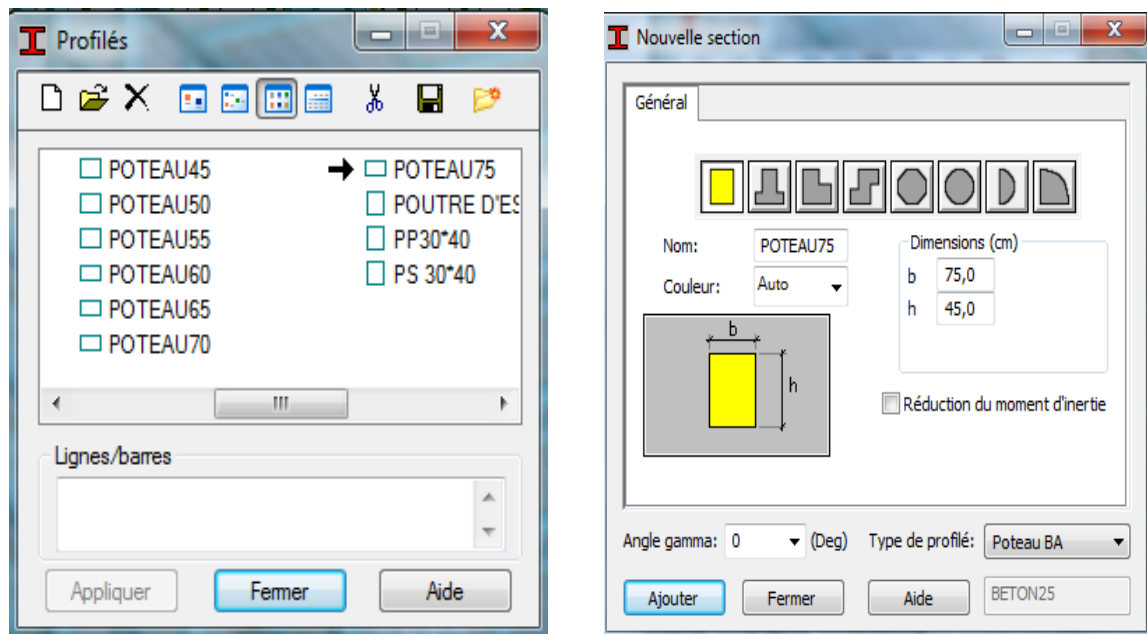


Figure IV- 2: Boîte de dialogue section des profilés –ROBOT-

Un clic sur **AJOUTER** après avoir introduire la géométrie de tous les éléments et les nommer différemment

➤ **Modélisation des éléments :**

- Définition des poutres et des poteaux :

Après avoir défini les sections on va saisir graphiquement les éléments barre en commençant par les poutres, clic sur l'icône **BARRE**

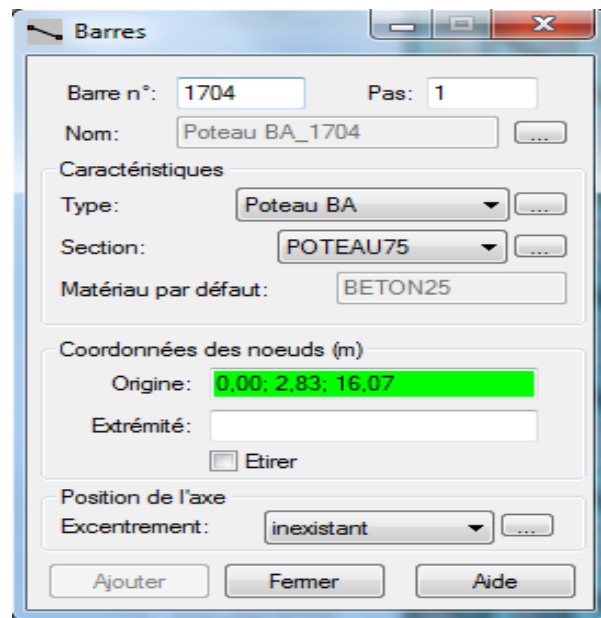



Figure IV- 3: Boite de dialogue barre –ROBOT-

On sélectionne le type et le nom de l'élément clic sur l'intersection des axes de l'ouvrage pour dessiner notre structure

- Définition des plancher les voiles et les balcons :

Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure on clique sur l'icône  PANNEAUX pour définir le type de ferrailage (plancher BA)

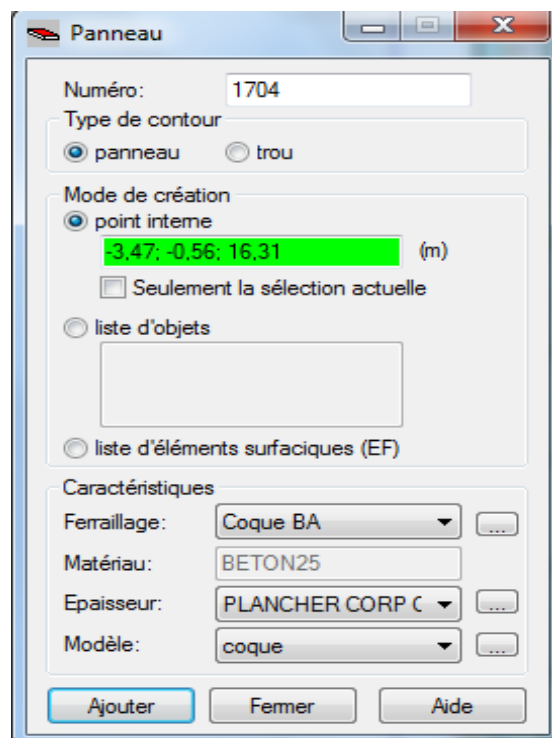


Figure IV- 4: Boite de dialogue panneau –ROBOT-

On clique sur le bouton épaisseur pour renommer le plancher et le dimensionner, à la fin un clique sur AJOUTER

La figure illustre le dimensionnement de notre plancher.

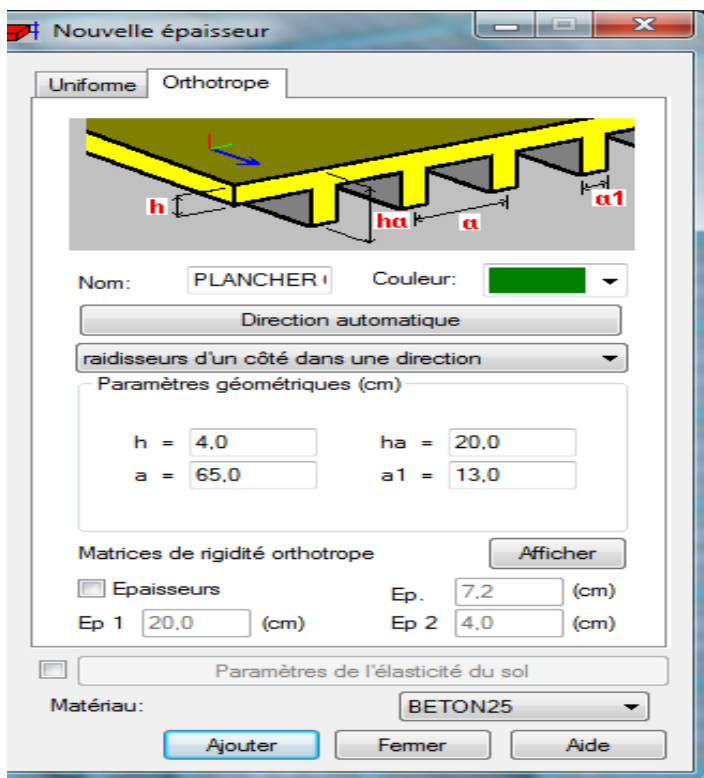


Figure IV- 5: Boite de dialogue dimension du plancher–ROBOT-

Pour les balcons et les voiles c'est la même icône sauf qu'on la tourne sur UNIFORME

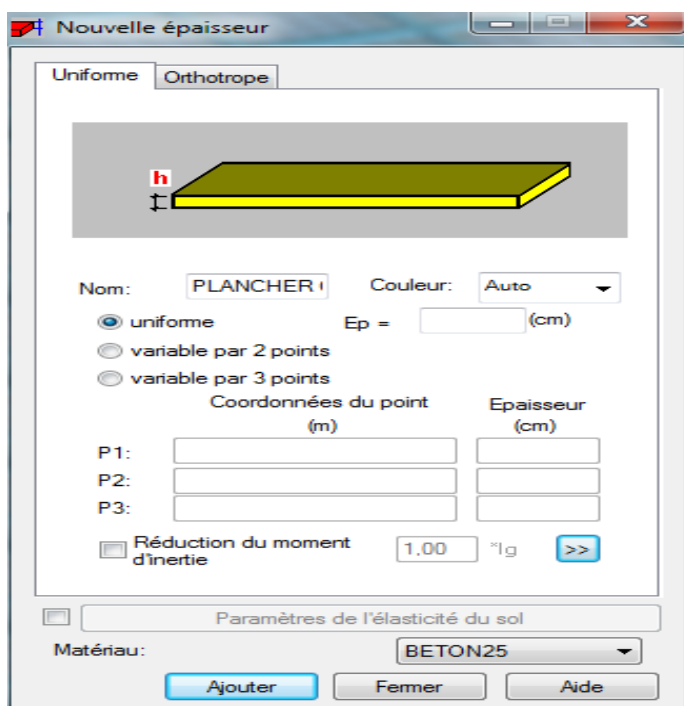



Figure IV- 6: Boite de dialogue dimension des voiles et balcons –ROBOT-

➤ **Définition des charges :**

On clique sur l'icône de cas de charge  charge pour définir la nature des charge (permanente, exploitation ou sismique) et on les nomme chacune de sa nature, NOUVEAU pour ajouter le cas de charge.

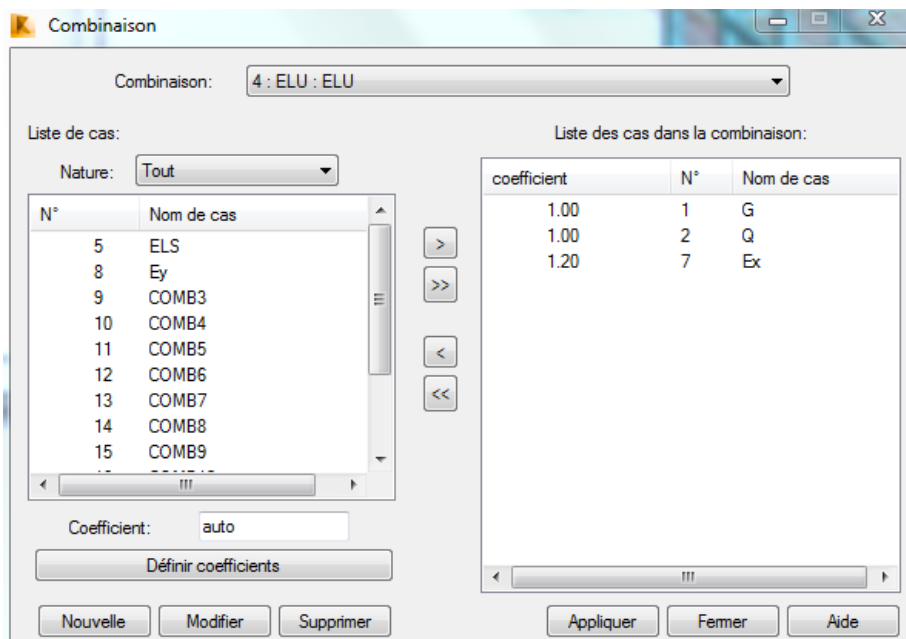



Figure IV- 7: Boite de dialogue définition des charges–ROBOT-

• **Saisir les valeurs de charge :**

Un clique sur l'icône 

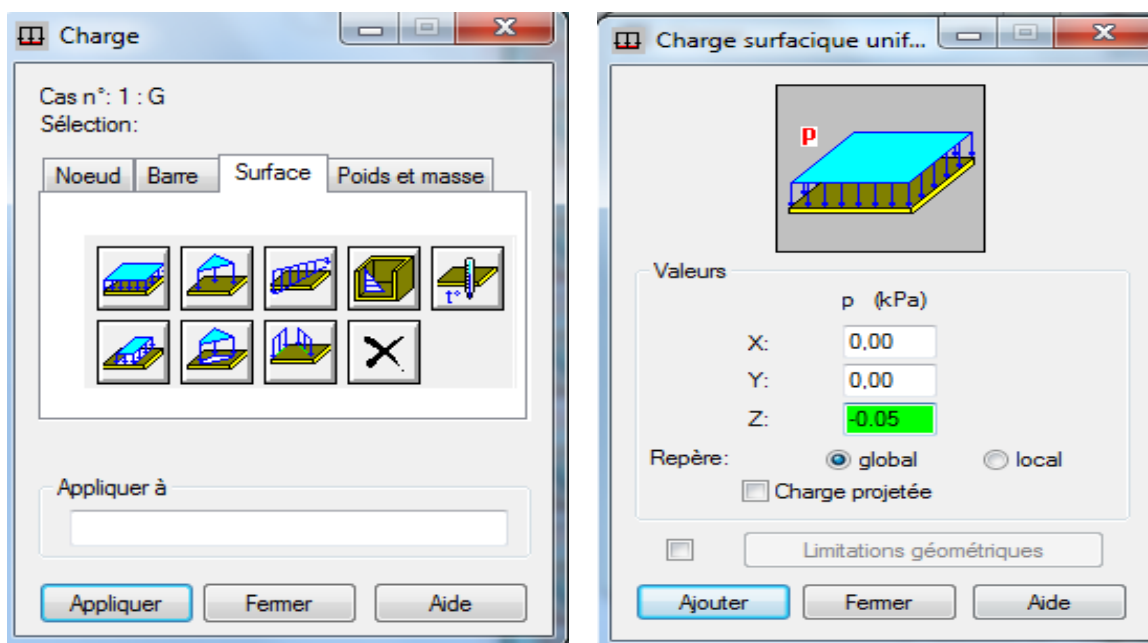


Figure IV- 8: Boite de dialogue définition des charges–ROBOT-

Pour les charges et surcharge appliqué sur les plancher et les balcons on choisit SURFACE

Pour les charges appliquées sur les poutres on choisit BARRE

Les charge et surcharges sont suivant l'axe Z et avec un signe (-) négative

- Définition des combinaisons de charges

On passe aux combinaisons de charges possibles on allant dans le menu CHARGE/COMBINAISON MANUELLES, la fenêtre si dessus apparait pour déclarer le non et le type de chaque combinaison et puis on clique sur OK une autre fenêtre apparaitre

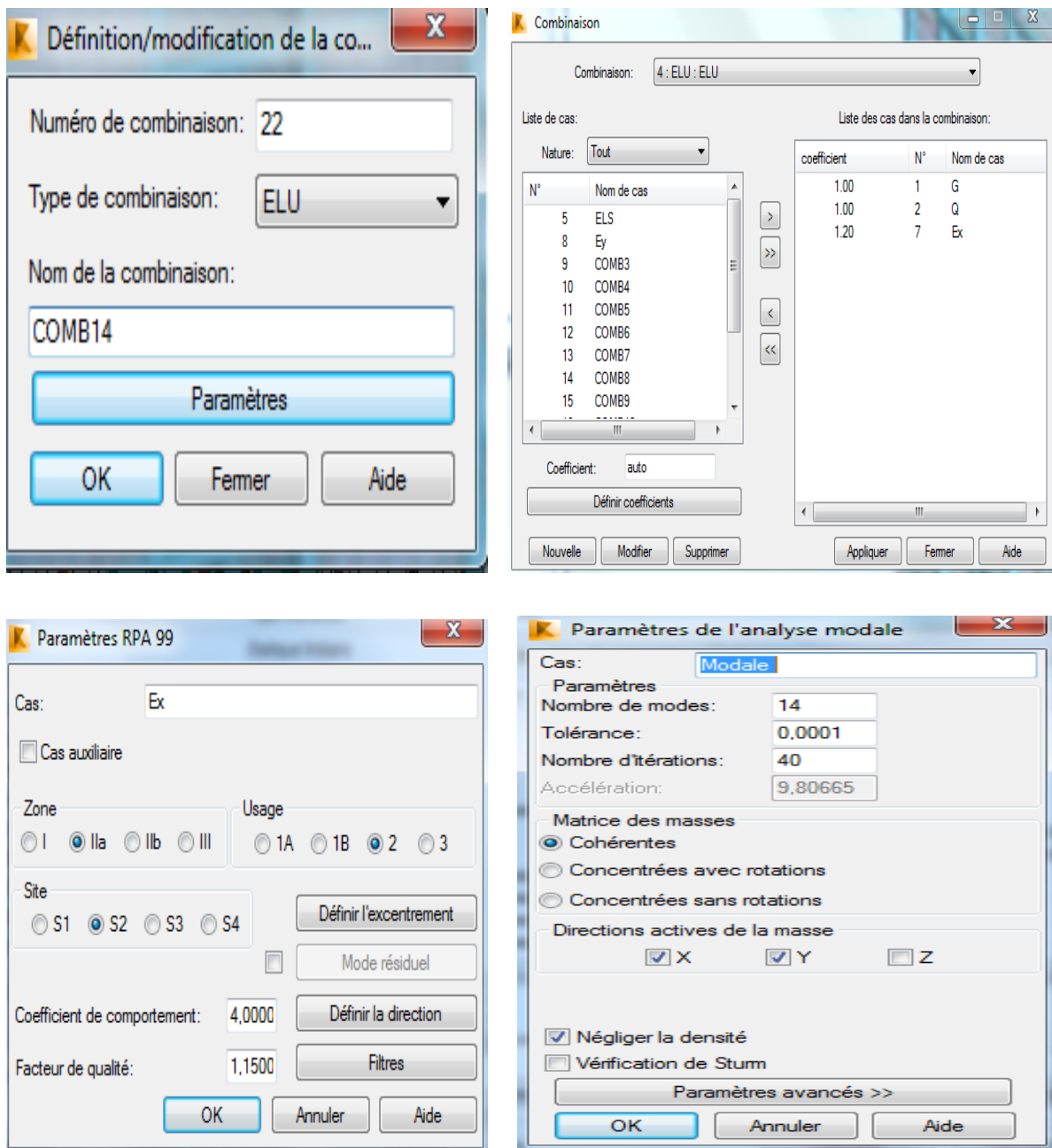


Figure IV- 9: Boite de dialogue combinaisons de charges –ROBOT-

➤ Les appuis (les conditions limites)

On clique sur l'icône et on sélectionne le type d'appui qui convient :

- Pour les poteaux NODAUX_ENCASTREMENT.
- Pour les voiles LINEAIRE_ENCASTREMENT.

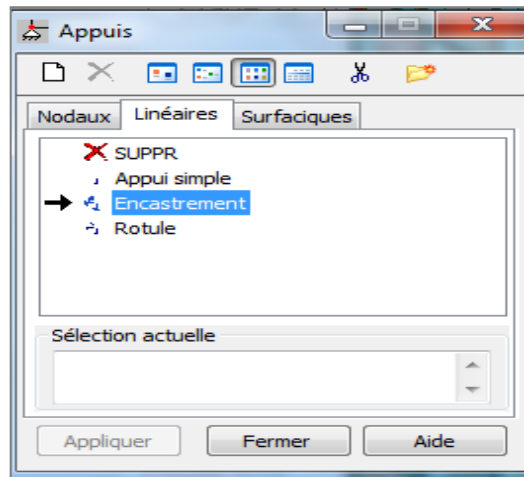


Figure IV- 10: Boite de dialogue appuis-ROBOT-

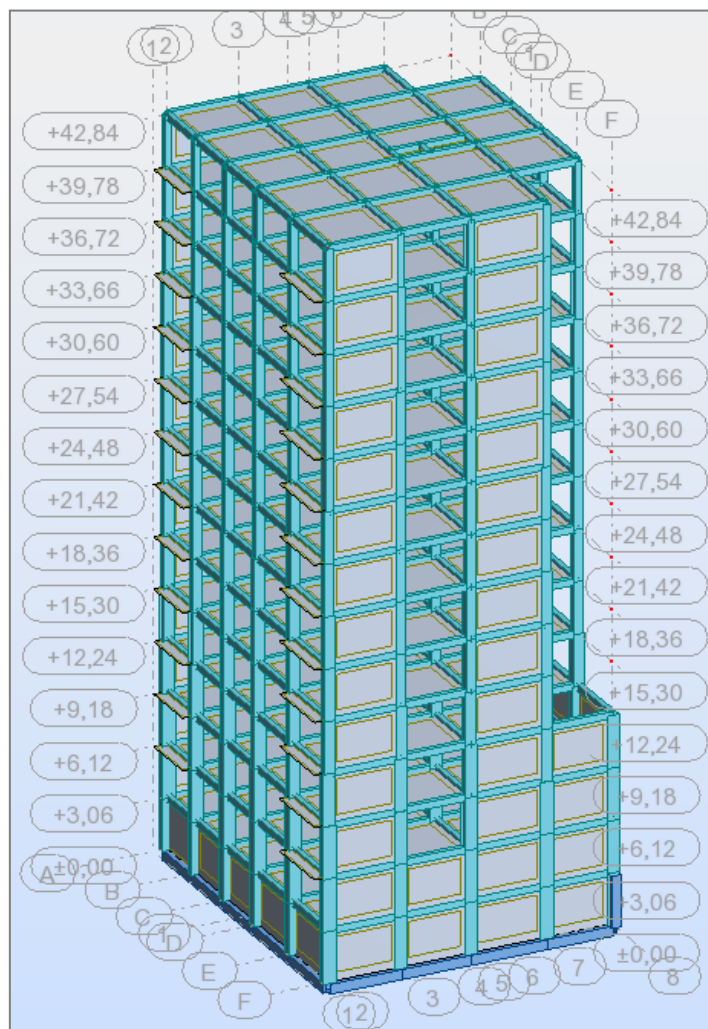


Figure IV- 11: Structure fini avec définition des étages sur Robot

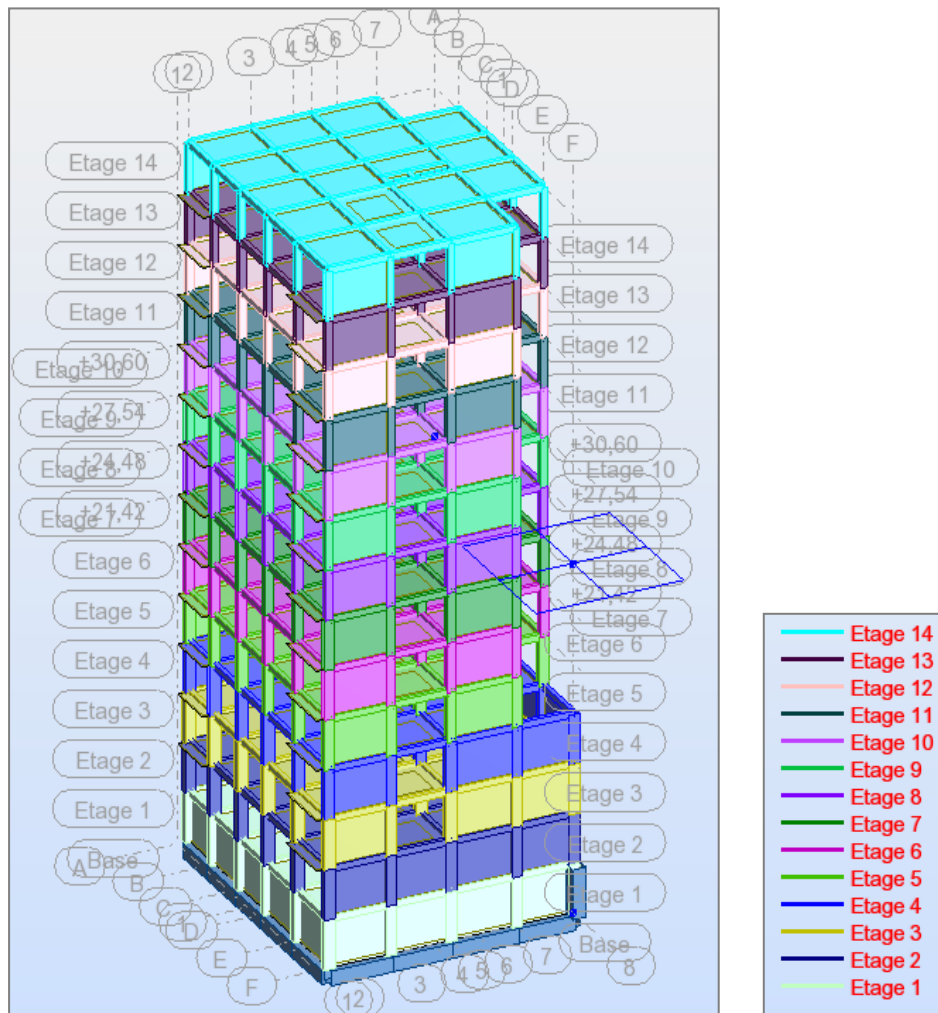


Figure IV- 12: Structure fini avec définition des étages sur Robot.

IV- 2 Fiche technique du Projet :

IV- 2.1. Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

- **Coordonnées du centre géométrique de la structure:**

$$X = 9.575 \text{ (m)}$$

$$Y = 8.025 \text{ (m)}$$

$$Z = 21.420 \text{ (m)}$$

- **Coordonnées du centre de gravité de la structure:**

$$X = 9.428 \text{ (m)}$$

$$Y = 8.409 \text{ (m)}$$

$$Z = 19.785 \text{ (m)}$$

- **Moments d'inertie centraux de la structure:**

$$I_x = 687371816.984 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 734785561.170 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$$

$$I_z = 256547048.112 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2)$$

$$\text{Masse} = 3540649.392 \text{ (kg)}$$

- **Description de la structure :**

- Nombre de nœuds:	11245
- Nombre de barres:	1098
- Éléments finis linéiques:	4776
- Éléments finis surfaciques:	10600
- Éléments finis volumiques:	0
- Liaisons rigides:	0
- Relâchements:	0
- Relâchements unilatéraux:	0
- Relâchements non-linéaires:	0
- Compatibilités:	0
- Compatibilités élastiques:	0
- Compatibilités non-linéaires:	0
- Appuis:	150
- Appuis élastiques:	0
- Appuis unilatéraux:	0
- Appuis non-linéaires:	0
- Rotules non-linéaires:	0
- Cas:	21
- Combinaisons:	13

IV- 2.2. Résumé de l'analyse :

Méthode de solution - SPARSE M

Nombre de degrés de liberté stat: 6651

Largeur de la bande

avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]		
Durée max agrégation + décomp :	8	
Durée max itér. Sur sous-espace:	0	
Durée max solution prb nonlin:	0	
Durée totale:		
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	262733712	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	15962640	
Mémoire:	20397	
Elém. diagon. De la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	7.570298e+005	4.978812e+010
Précision:	9	

A. Liste de cas de charges/types de calculs :

1. Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire.

Energie potentielle : 3.52106e+000 (kN*m).

Précision : 3.85239e-006.

2. Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire.

Energie potentielle : 1.22115e-002 (kN*m).

Précision : 5.20612e-006.

3. Cas 3 : ACC

Type d'analyse :

4. Cas 4 : ELU

Type d'analyse : Combinaison linéaire.

5. Cas 5 : ELS

Type d'analyse : Combinaison linéaire.

6. Cas 6 : Modale

Type d'analyse : Modale.

Données:

Mode d'analyse	Modal
Méthode	Itération sur le sous-
EspaceType de matrices de masses	Cohérente
Nombre de modes	14
Nombre d'itérations	40
Tolérance	1.00000e-004
Amortissement	0.070
Limite	0.000
Coefficient des masses participantes	0.000

7. Cas 7 : Ex

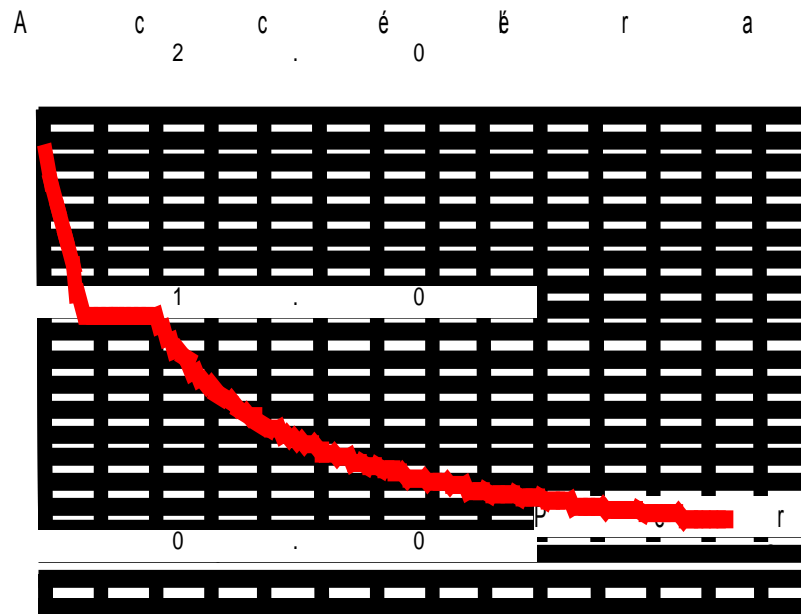
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

$$\mathbf{X} = 1.000$$

$$\mathbf{Y} = 0.000$$

$$\mathbf{Z} = 0.000$$



Grphe IV- 1: schéma graphique du spectre

Données:

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S2
Coefficient de qualité	:	1.150
Coefficient de comportement		4.000
Amortissement	x =	7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\zeta)]^{0,5} = 0.882$

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.400$

8. Cas 8 : Ey

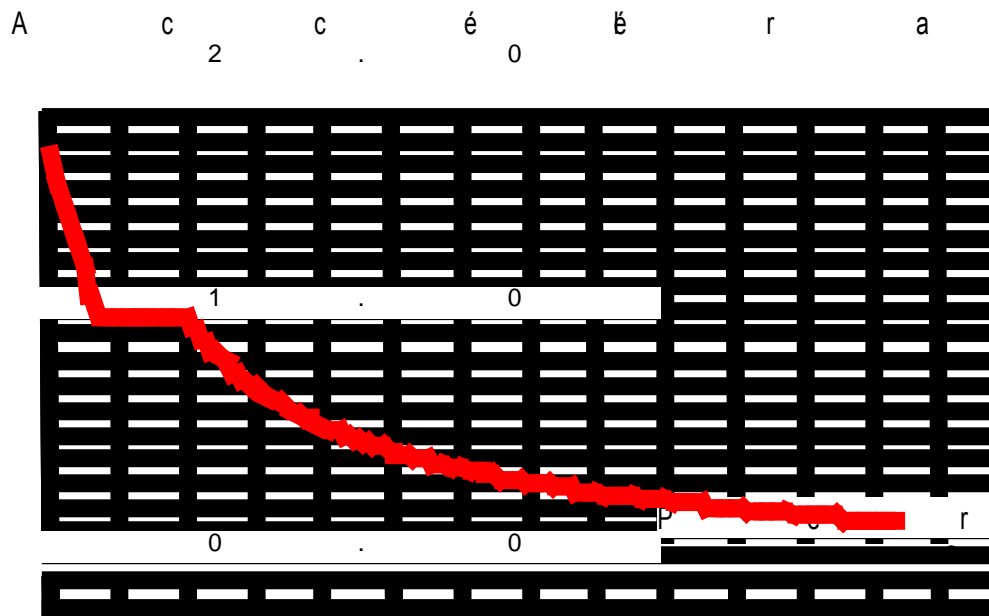
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

$X = 0.000$

$Y = 1.000$

$Z = 0.000$



Graphe IV- 2: schéma graphique du spectre

Données:

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S2
Coefficient de qualité	:	1.150
Coefficient de comportement		4.000
Amortissement		x = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7 / (2 + \zeta)]^{0,5} = 0.882$

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.400$

Cas 9 : COMB3

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 10 : COMB4

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 11 : COMB5

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 12 : COMB6

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : COMB7

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : COMB8

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : COMB9

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : COMB10

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : COMB11

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : COMB12

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : COMB13

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : ACC+

Type d'analyse:

Cas 21 : ACC-

Type d'analyse:

B. Résultats :

La méthode de calcul adoptée dans notre cas est la méthode dynamique modale spectrale.

1) Calcul modal :

Mode	Période (s)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Accélération Spectrale [m/sec ²]
1	1,25	23,13	26,42	23,13	26,42	6345321,81	6345321,81	0,7
2	1,16	48,43	53,11	25,30	26,69	6345321,81	6345321,81	0,8
3	0,83	53,66	53,71	5,23	0,60	6345321,81	6345321,81	0,9
4	0,32	65,45	54,99	11,79	1,28	6345321,81	6345321,81	1,5
5	0,29	67,11	68,72	1,66	13,73	6345321,81	6345321,81	1,5
6	0,19	68,19	68,88	1,08	0,15	6345321,81	6345321,81	1,5

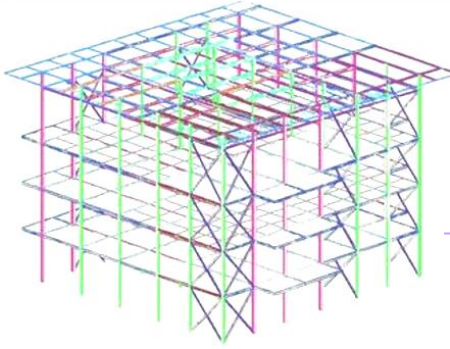
7	0,14	77,09	69,00	8,90	0,12	6345321,81	6345321,81	1,6
8	0,13	77,51	77,01	0,41	8,01	6345321,81	6345321,81	1,7
9	0,09	79,54	77,02	2,03	0,01	6345321,81	6345321,81	1,9
10	0,08	85,38	77,23	5,84	0,21	6345321,81	6345321,81	1,9
11	0,08	85,44	83,24	0,06	6,01	6345321,81	6345321,81	2,0
12	0,06	87,40	83,27	1,97	0,04	6345321,81	6345321,81	2,1
13	0,05	88,65	85,91	1,25	2,63	6345321,81	6345321,81	2,1
14	0,05	89,62	87,74	0,97	1,83	6345321,81	6345321,81	2,1
15	0,04	90,11	87,77	0,50	0,03	6345321,81	6345321,81	2,2
16	0,04	90,13	90,68	0,01	2,91	6345321,81	6345321,81	2,2

2) Résultats sismiques sous combinaisons:

Étage	Hauteur (m)	Effort vertical (KN)	Effort horizontal suivant X (KN)	Effort horizontal suivant Y (KN)	Déplacement relatif suivant X (cm)	Déplacement relatif suivant Y (cm)
3SS	3.24	62226,35	3166,78	3345,53	0	0
RDC	3.96	55042,94	3085,98	3216,85	0,2	0,1
1	3.24	49619,1	2871,66	3024,26	0,2	0,3
2	3.24	45086,63	2678,57	2864,03	0,4	0,6
3	3.24	40604,45	2514,05	2701,54	1	0,9
4	3.24	36682,68	2361,12	2543,56	1	1
5	3.24	32772	2204,04	2375,21	1,1	1,1
6	3.24	28872,41	2044,4	2198,09	1,1	1,2
7	3.24	24983,91	1882,74	2027,82	1,2	1,3
8	3.24	21106,51	1717,95	1856,41	1,1	1,3
9	3.24	17240,2	1542,96	1680,15	1,1	1,3
10	3.24	13384,99	1344,36	1474,4	1,1	1,3
11	3.24	9540,86	1101,91	1227,21	1	1,2
12	3.24	5707,83	777,34	900,01	1	1,2

3) Déplacements

	Ux (cm)	Uy (cm)
Max	14.7	1502
Cas	12	16



CHAPITRE V

Etude sismique

Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus au moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période la structure et de la nature du sol, ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

But de l'étude :

Le but de ce chapitre est de déterminer quelles sont les sollicitations qu'engendre un séisme, et cela à chaque niveau du bâtiment

V - 1. Généralité

a. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont suivantes :

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

b. Condition d'application de la méthode statique équivalente :

1. Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites aux **chapitre III, paragraphe 3.5** avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone 1 et 2 et à 30 m en en zones 3
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de la hauteur énoncées en 1, les complémentaires suivantes :

- **Zone I** : tous les groupes

- **Zone IIa** :

- groupe d'usage 3.

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 7 niveaux ou 23 m

- groupe d'usage 1B si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m

- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m

- **Zone IIb et III** :

- groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m

- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10 m

- groupe d'usage 1A si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

c. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

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

d. 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.

Remarque :

- La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relatif au niveau sécuritaire, économique et social
- Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à ANNABA (Zone IIb), il sera classé au groupe d'usage 2

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99 version 2003 pour pouvoir utiliser **La Méthode Statique Equivalente** ;

Alors le calculs sismique se fera par **La Méthode Dynamique Spectrale**.

e. Classification du site :

D'après l'article 3.3 (RPA99 version 2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme)
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble)

✓ Notre structure se situe dans un site ferme (**S2**).

V - 2. Méthode dynamique modale spectrale :

Le principe de cette méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structures représentées par un spectre de réponse de calcule. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99 version 2003 (article4.3.4-a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux direction orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'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 structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est trois dans chacune des directions considérées.

✓ Dans notre cas en considéré **16 modes**.

V - 3. Système de contreventement :

Notre structure est contreventée par 7 voiles comme le présente la figure suivante :

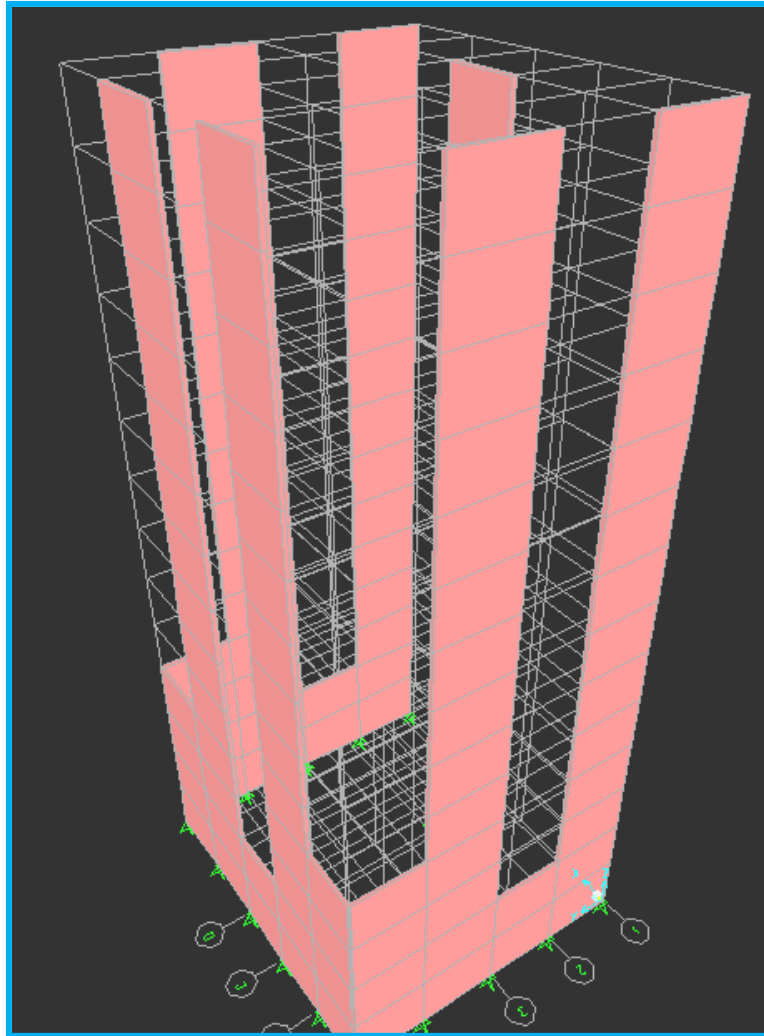


Schéma V - 1: voiles de la structure.

Mode	Période (s)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Accélération Spectrale [m/sec ²]
1	1,25	23,13	26,42	23,13	26,42	6345321,81	6345321,81	0,7
2	1,16	48,43	53,11	25,30	26,69	6345321,81	6345321,81	0,8
3	0,83	53,66	53,71	5,23	0,60	6345321,81	6345321,81	0,9
4	0,32	65,45	54,99	11,79	1,28	6345321,81	6345321,81	1,5
5	0,29	67,11	68,72	1,66	13,73	6345321,81	6345321,81	1,5
6	0,19	68,19	68,88	1,08	0,15	6345321,81	6345321,81	1,5
7	0,14	77,09	69,00	8,90	0,12	6345321,81	6345321,81	1,6
8	0,13	77,51	77,01	0,41	8,01	6345321,81	6345321,81	1,7
9	0,09	79,54	77,02	2,03	0,01	6345321,81	6345321,81	1,9
10	0,08	85,38	77,23	5,84	0,21	6345321,81	6345321,81	1,9
11	0,08	85,44	83,24	0,06	6,01	6345321,81	6345321,81	2,0
12	0,06	87,40	83,27	1,97	0,04	6345321,81	6345321,81	2,1
13	0,05	88,65	85,91	1,25	2,63	6345321,81	6345321,81	2,1
14	0,05	89,62	87,74	0,97	1,83	6345321,81	6345321,81	2,1
15	0,04	90,11	87,77	0,50	0,03	6345321,81	6345321,81	2,2
16	0,04	90,13	90,68	0,01	2,91	6345321,81	6345321,81	2,2

Tableau V - 1: Tableau récapitulatifs.

Ce modèle présente une période $T = 1.25s$

Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation

Le troisième est un mode de torsion

Le huitième est suffisant pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99)

$$D = 2.5 * \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \quad T > 3.0s$$

$$T = 0.05 * h_N^{3/4} = 0.05 * 45.95^{3/4} = 0.88 s$$

$$T_{cal} = 1.3 * 0.88 = 1.14 s.$$

$$T_{mod} = 1.25 s > 1.14 s =$$

> On prend 1.25 s pour le calcul de l'effort tranchant.

V - 4. Vérification réglementaire :

- Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \left(\frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \right) \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, il dépend du groupe d'usage du bâtiment et la zone sismique

Notre structure est implantée en zone IIa, et est de groupe d'usage 2, donc

A=0.15

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V – 2 : Coefficient d'accélération de zone A.

D : facteur d'amplification dynamique moyen ; fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

η : est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Ou : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif ;
du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10$ % tableau 4.2 RPA 99 / donc $\eta = 0.764$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V – 3 : Valeur de ξ .

Critère q	Pq	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.1

Tableau V – 4 : Valeurs des pénalités Pq

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q \implies Q = 1.15$$

Q : le facteur de qualité de la structure ; fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de (Q) est déterminée par la formule :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non », sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA).

R : coefficient de comportement globale de la structure ; fonction du système de contreventement d'où ; R=3.5 « Voiles porteurs »

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portique/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masse répartie	2
6	Pendule inverse	2

Tableau V – 5 : Valeurs du coefficient de comportement R.

$$\diamond V = \left(\frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \right) \times W$$

$$V_{sta} = \frac{0,15 * 0,89 * 1,15}{3,5} * 62226,35 = 2729,51 \text{KN}$$

$$\diamond \text{ dans les sens X : } \frac{V_{dyn}}{V_{sta}} = \frac{3166,78}{2729,51} = 1,16 > 0,80$$

$$\diamond \text{ dans les sens Y : } \frac{V_{dyn}}{V_{sta}} = \frac{3345,53}{2729,51} = 1,23 > 0,80$$



CHAPITRE VI

Ferrailage des éléments porteurs.

Introduction

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés Atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

VI.1 Combinaison d'actions :

a) Les combinaisons de l'RAPA 99 :

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

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

- $G + Q + E$
- $G + E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par des composantes horizontales

b) Les combinaisons de BAEL 91 :

Les combinaisons données par le **C.B.A 93** sont :

- À l'ELU : $1.35G + 1.5 Q$

➤ À l'ELS : G + Q

VI.2 Ferrailage :

Le ferrailage des éléments porteurs présente une grande importance, car ces éléments jouent un rôle important dans la structure. Ces éléments reprennent seul les différentes actions horizontales comme verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités dans la structure, doit être conforme aux règlements de calcul et de conception <RBA99 V2003, CBA93>.

VI.2.1. Les poteaux :

- Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugé peu nuisible à l'ELU de stabilité de forme, on considérant les sollicitations suivantes :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée selon la combinaison la plus défavorable

- Recommandation de l'RAPA 99 :

- Les armatures longitudinale doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.8% (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)

- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- La jonction par recouvrement doivent être faite si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

Les étapes de calcul sont détaillées dans l'organigramme présenté ci – après :

❖ **Poteau (75 x45) cm :**

- **ELU :**

$$N_{\text{max}} = 649.213 \text{ Tf}$$

$$M_{\text{cores}} = 1.359 \text{ tm}$$

On a $L_f = 0.7l_0 = 2.142 \text{ m}$

- Calcul de l'excentricité :

$$\bullet e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.395}{649.213} = 0.0021\text{m} = 0.21$$

cm

$$e_a = \text{Max}\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \text{Max}\left\{2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} = 1.22 \text{ cm}\right\}$$

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

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.21 \text{ cm}$$

- Condition d'application :

$$\frac{L_f}{h} \leq \left\{20 \frac{e_1}{h}; 15\right\}$$

$$\frac{L_f}{h} = 2.14 < \left(20 \frac{2.21}{75} = 0.59; 15\right)$$

$$\rightarrow \frac{L_f}{h} = 2.14 < 15 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} \quad *(2 + \alpha\phi)$$

$$\Phi = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_i} = 2$$

ϕ : Rapport de déformation finale due au fluage a la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{15Ms} \right) = 10 \left(1 - \frac{1.395}{1.5 \cdot 1.02} \right) = 0.88$$

α : Effet de la nature de charge.

$$i = \frac{\sqrt{I}}{\sqrt{B}} = \frac{\sqrt{1582031}}{3375} = 21.65$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 9.88 < 50 \quad \text{vérifié.}$$

$$e_2 = \frac{3(2.14)^3}{10^4(0.75)} * (2 + 0.88 * 2) = 0.0142\text{m} = 1.42 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.21 + 1.4 = 3.61 \text{ cm} = 0.0361 \text{ m}$$

- Flexion composée avec :

$$N_U = 649.213 \text{ Tf}$$

$$M_U = N_U * e = 23.43 \text{ Tf.m}$$

$$e = 3.61 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{75}{2} - 3 = 34.5 \text{ cm} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$M_1 = M_U + N_U (0.5h - c) = 23.43 + 649.213[(0.5 \cdot 0.75 - 0.03)]$$

$$M_1 = 247.40 \text{ Tf.m}$$

$$N_u (d - \bar{c}) - M_1 > \left(0.337 - \frac{0.81\bar{c}}{h} \right) b h^2 f_e$$

$$\triangleright N_U (d - c) - M_1 = 649.203 (0.72 - 0.03) - 247.4 = 200.55 \text{ tm} \dots (1)$$

$$\triangleright \left(0.337 - \frac{0.81 \cdot c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_e = \left(0.337 - \frac{0.81 \cdot 0.03}{0.75} \right) 0.45 (0.75)^2 1420 = 109.48$$

$$\text{tm} \dots (2)$$

(1) > (2) \rightarrow section totalement comprimée \Rightarrow calcul de section rectangulaire En flexion simple

sous $M_1 = 247.4 \text{ Tm}$

Ferrailage en flexion simple

$$d=72 \text{ cm} \quad b=45 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = M_1 / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 247.4 \cdot 10^5 / 45 \cdot (72)^2 \cdot 142 = 24740000 / 33125760$$

$$\mu_{bu} = 0.74 > \mu_{lu} = 0.392$$

Donc

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 0.66$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 52.99 \text{ cm}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 12.98 \text{ t.m}$$

$$A_s = M_u - M_{lu} / Z \cdot f_s = 19.21 \text{ cm}^2$$

On adopte 10T16 = 20.11 cm²

Ferrailage selon le RPA

- **Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99 :**

$$A_{min} \geq 0.8 \% (b \times h) = 27 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximale des armatures selon la RPA 99 :**

- Zone courante : 4% (b x h) = 135 cm²

- Zone de recouvrement : 6 % (b x h) = 202.5 cm²

On adopte : **14T16 = 28.15 cm²**

➤ **Vérification a l'ELS :**

$$N_{max} = 474.203 \text{ Tf} \rightarrow M_{cores} = 1.02 \text{ tm}$$

$$A_s = 28.15 \text{ cm}^2 \quad T_{max} = 0.421 \text{ t}$$

As selon le minimum de RPA > As calculé selon la combinaison la plus défavorable

Donc les ferrailage adopté est selon le minimum de RPA

- **Section homogène :**

$$B_1 = b \cdot h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$A_1 = A_2 = 28.15$$

$$B_1 = 75 \cdot 45 + 15 (28.15 + 28.15) = 4219.5 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminé par l'équation du moment statique par rapport à la fibre la plu comprimée.

$$V_1 = 1/B_1 \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A_2 \bar{c} + A_1 d) \right] = \frac{1}{4219.5} [45 \cdot 75^2 + 15((28.15 \cdot 3) + (28.15 \cdot 72))]$$

$$V_1 = 30.5 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 75 - 30.5 = 44.5 \text{ cm}$$

- Calcul des moments d'inertie :

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - c)^2 + A_2 (V_1 - \bar{c})^2]$$

$$I_1 = 26.21 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

- Condition limite I :

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} = \frac{1.02}{475.203} = 0.0021 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0.125$$

- Condition limite II :

$$\bar{B}_{min} = \frac{N_S}{B} - \frac{M_S \cdot V}{I} = 112.2 \text{ Kg/cm}^2$$

De I et II la section entièrement comprimée → On vérifier $\bar{B}_{bc \text{ max}}$

$$\bar{B}_{bc \text{ max}} = \frac{N_S}{B} + \frac{M_S \cdot V}{I} = 113.56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B_{bc} \leq 0.6 f_c \leq 0.6 \cdot 25 \leq 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{B}_{bc \text{ max}} < B_{bc} \Rightarrow 113.56 < 150 \dots\dots\dots \text{ok vérifier.}$$

- Armature transversale :

$$\phi \geq \min (h / 35 ; \phi ; b / 10) \min (2.14 ; 1.6 ; 4.5)$$

$$2T12 = 2.26$$

- Verification selon le RPA:

1) Zone modale :

$$t < \min (10 \phi; 15 \text{ cm}) = (22\text{cm} ; 15 \text{ cm})$$

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

2) Zone courante :

$$t < 15 = 15 \phi = 25 \Rightarrow t < 33.9 \text{ cm} \rightarrow t = 20 \text{ cm}$$

- Largeur de recouvrement :

$$l > 40 \phi = 40 \times 22.6 \Rightarrow l > 90.4 \text{ cm} \rightarrow l = 100 \text{ cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = 0.421t$$

$$\tau_a = T_{\max} / bd = 0.421 \cdot 10^3 / 45 \times 72$$

$$\tau_a = 0.129 \text{ Kg /cm}^2$$

$$\tau_a = 0.123 \text{ Kg /cm}^2 < 25 \text{ Kg /cm}^2$$

- Calcul du ferrailage des poteaux :

On a pris un seul type de poteau dont le calcul est détaillé en flexion composé et les autres sont calculés de même façon dont les mêmes conditions de calcul ont été les mêmes et les résultats sont regroupé dans les tableaux récapitulatifs suivants :

Section	N_U (Tf)	M_{cor} (Tf.m)	e (cm)	e_1 (cm)	$e_1 * N$ (Tf.m)	M_1 (Tf.m)	μ_R (Tf)	Z_R (cm)	A_S (cm ²)	RPA min (cm ²)	RPA max (cm ²)	A_S adopté
75x45	649.21	1.39	0.21	3.61	23.43	247.4	49.85	52.79	28.15	27	135	14T16
70x40	542.90	6.62	1.2	3.58	21.6	195.3	99.7	49.12	25.32	22.4	112	8T16+ 6T14
60x40	430.60	10.41	2.41	3.25	13.99	130.25	74.15	42.52	25.32	19.2	96	8T16+ 6T14
50x40	286.28	14.06	4.91	1.27	3.63	66.61	49.05	34.46	21.55	16	80	14T14
40x40	160.50	14.94	9.30	1.29	2.70	29.98	30.42	27.12	18.47	12.8	64	12T14

Tableau VI – 1 : Tableaux récapitulatifs du ferrailage du poteau

- Vérification à L'ELS :

- Contrainte maximale de compression de béton
- Contrainte maximale de traction des aciers

Pour les poteaux les plus sollicités les résultats dans le tableau suivant :

Section	N_{ser} (Tf)	M_{core} (Tf.m)	B_1 (cm ²)	V_1 (cm)	V_2 (cm)	I_1 (cm ⁴)	$\sigma_{B min}$ Kg/cm ²	$\sigma_{b max}$ Kg/cm ²	$\sigma_b =$ 150Kg/cm ²
75x45	376.67	4.83	3560.95	30.5	44.5	26.21*10 ⁵	112.2	113.56	Vérifier
70x40	376.67	4.83	3560.95	35	35	11.9*10 ⁵	91.59	119.96	Vérifier
60x40	314.73	7.61	3159.6	30	30	7.54*10 ⁵	69.34	129.88	Vérifier
50x40	209.92	10.27	2646.5	25	25	4.3*10 ⁵	19.6	139.01	Vérifier
40x40	117.33	10.91	2154.1	15	25	2.72*10 ⁵	-5.98	115.52	Vérifier

Tableau VI – 2 : Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poteaux les plus sollicités.

- Vérification au flambement :

La vérification du flambement dans les poteaux consiste à la vérification de la condition suivant : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 70$

Avec :

- ❖ L_f : étant la longueur de flambement : $L_f = 0.7L$
- ❖ i : rayon de giration de la section, calculé dans le plan de flambement $i = \frac{\sqrt{I}}{\sqrt{B}}$
- ❖ I : moment quadratique de la section dans le plan de flambement ;
- ❖ B : l'aire de section.

Section	L (m)	L_f (m)	i	λ	Vérification ≤ 70
75x45	3.06	2.14	0.21	9.88	OK
70x40	3.06	2.14	0.22	9.42	OK
60x40	3.06	2.14	0.17	12.58	OK
50x40	3.06	2.14	0.14	14.88	OK
40x40	3.06	2.14	0.11	18.60	OK

Tableau VI – 3 : Tableaux récapitulatifs du flambement.

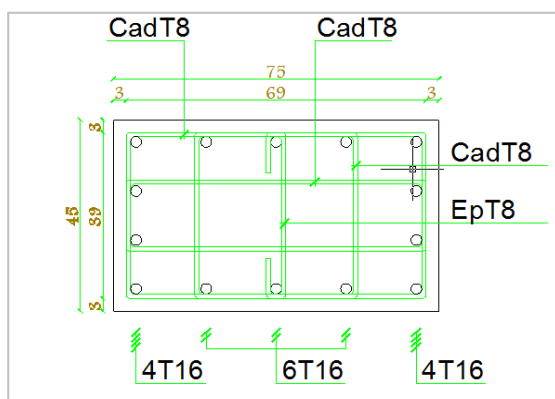


Schéma VI - 1 : Ferrailage poteau 75x45

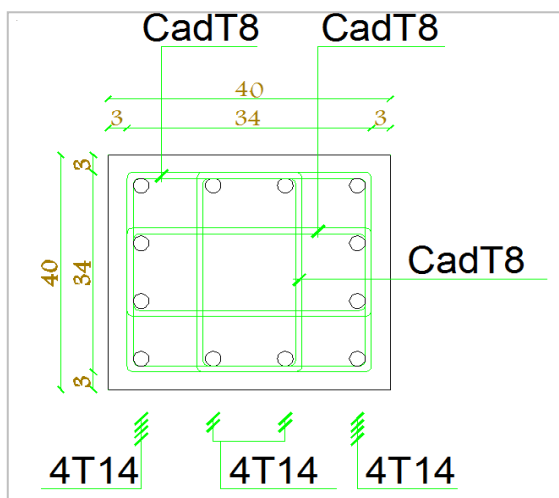


Schéma VI - 2 : Ferrailage poteau 40x40

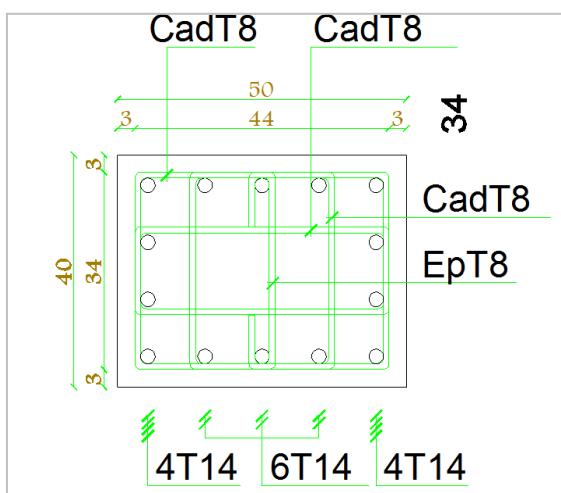


Schéma VI - 3 : Ferrailage poteau 50x40

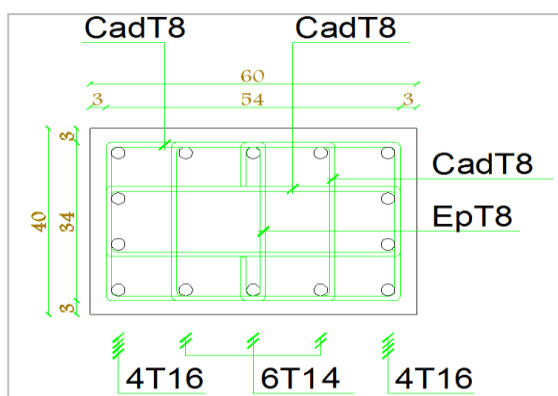


Schéma VI - 4 : Ferrailage poteau 60x40

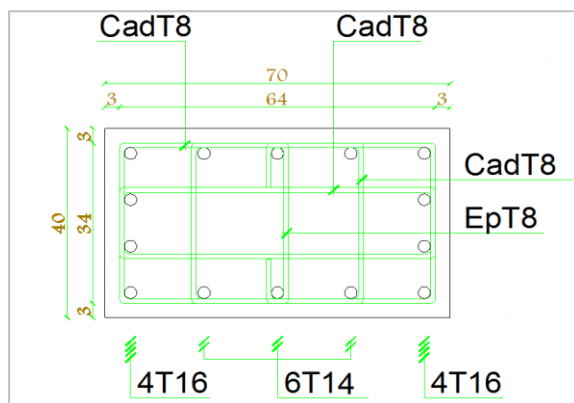


Schéma VI - 5 : Ferrailage poteau 70x40

VI .2 .1. Les poutres :**- Ferrailage des poutres :****Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peut préjudiciable.

- Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage se fera conformément aux règlements BAEL91

- Analyse par Cas:**- Poutre 35x40 :**

- Cas ELU : $M_{\max} = 89,05$ (kN*m) $M_{\min} = -98,60$ (kN*m)

- Coefficient de sécurité: 1,06 Pivot: A
- Position de l'axe neutre: $y = 7,0$ (cm)
- Bras de levier: $Z = 34,48$ (cm)
- Déformation du béton: $\bar{\epsilon}_b = 3,06$ (‰)
- Déformation de l'acier: $\bar{\epsilon}_s = 10,00$ (‰)
- Contrainte de l'acier: $\bar{\sigma}_s = 400,0$ (MPa)
 - Tendue: $\bar{\sigma}_s = 348$ (MPa)
 - Comprimée: $\bar{\sigma}_s' = 140$ (MPa)

- Cas ELS : $M_{\max} = 65,17$ (kN*m) $M_{\min} = -72,16$ (kN*m)

- Coefficient de sécurité: 1,49
- Position de l'axe neutre: $y = 12,67$ (cm)
- Bras de levier: $Z = 26,0$ (cm)
- Contrainte maxi du béton : $\bar{\sigma}_b = 10,1$ (MPa)
- Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
- Contrainte de l'acier: $\bar{\sigma}_s = 400,0$ (MPa)
 - tendue: $\bar{\sigma}_s = 246,9$ (MPa)
 - comprimée: $\bar{\sigma}_s' = 85,1$ (MPa)
- Contrainte limite de l'acier: $\bar{\sigma}_s = 400,0$ (MPa)

- **Cas ELA** : $M_{\max} = 131,71$ (kN*m) $M_{\min} = -120,46$ (kN*m)

- Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
- Position de l'axe neutre: $y = 7,0$ (cm)
- Bras de levier: $Z = 34,19$ (cm)
- Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,04$ (‰)
- Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
- Contrainte de l'acier:
 - tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
 - comprimée: $\sigma_s' = 130,2$ (MPa)
- $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
- $F_{bc} = 185,0$ (MPa)

➤ **ELU**

○ **En travée** : $M_t = 8,905$ t.m

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}} \Rightarrow \mu = 0,130$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \rightarrow \alpha = 0,17$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 34,48 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8,905 \cdot 10^5}{34,48 \cdot 3480} \rightarrow A_s \text{ calculé} = 7,42 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité** :

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 * \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{s \text{ min}} = 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Condition de l' RPA** :

$$A_{RPA} = 0,5\% (b)(h) = 0,005(0,35)(0,40) \rightarrow A_{RPA} = 7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage en travée : $A_s = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$

○ **En Appui** : $M_a = 9,860$ t.m

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}} \Rightarrow \mu = 0,14$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \rightarrow \alpha = 0.196$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 39.91 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{9.860 \cdot 10^5}{39.91 \cdot 3480} \rightarrow A_{\text{calculé}} = 7.09 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_s \text{ min} = 0.23 * \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_s \text{ min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- Condition de l' RPA

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\% (b)(h) = 0.005(0.35)(0.40) \rightarrow A_{\text{RPA}} = 7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage en travée : $A_s = 6T14 \text{ } 9.24$

➤ Vérification à l'ELA :

- En travée : $M_t = 13.071 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}} \Rightarrow \mu = 0.140$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \rightarrow \alpha = 0.189$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 34.19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{13.071 \cdot 10^5}{34.19 \cdot 4000} \rightarrow A_{\text{calculé}} = 9.09 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \text{ min} = 0.23 * \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_s \text{ min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- Condition de l' RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\% (b)(h) = 0.005(0.35)(0.40) \rightarrow A_{\text{RPA}} = 7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage en travée : $A_s = 9T12 = 10.18 \text{ cm}^2$

- Sur appui : $M_t = 12.046 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}} \Rightarrow \mu = 0.135$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \rightarrow \alpha = 0.181$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 34.30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{12.046 \cdot 10^5}{34.30 \cdot 4000} \rightarrow A_{scalculé} = 9.09 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{s \text{ min}} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- Condition de l' RPA :

$$A_{RPA} = 0.5\% (b) (h) = 0.005 (0.35) (0.40) \rightarrow A_{RPA} = 7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage en travée $A_s = 6T14 = 12.06 \text{ cm}^2$

On prend le ferrailage maximum entre l'ELU et l'ELA et on vérifie au ELS

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Comme la fissuration est considéré comme préjudiciable

$$T_u = 7.40 \text{ t} \quad ; \quad b = 35 \text{ cm} \quad ; \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau = 5.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \quad 5.71 \leq 25 \dots \dots \dots \text{Ok vérifier}$$

- **Determination des armatures transversals :**

$$\text{Choix du diamètre : on a } \Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi \right) \Rightarrow \Phi_t \leq (1.14 ; 1.4 ; 3.5)$$

$$\text{Soit } A_t = 4 T 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement BAEL :**

$$St1 = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

$$St2 = \frac{A_t f_e}{0.4 \cdot b} = 313 \text{ cm}$$

$$St = \min (St1 ; St2) \Rightarrow St = 33.3 \text{ cm}$$

- **Espacement d'après le RPA**

- En zone nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 30\text{cm} ; 12\Phi)$$

$$St \leq \min (40/30 ; 30 ; 12 \cdot (1.4) \Rightarrow St \leq 10 \text{ cm}^*$$

- En zone courante :

$$St \leq h/2 \Rightarrow St \leq 40/2 = 20$$

Donc $St=10 \text{ cm}$ en zone nodale

$St=20 \text{ cm}$en zone courante

- Vérification de flèche :

$$h/l \geq 1/16 \Rightarrow 40/450 = 0.08 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{VERIFIER}$$

$$As/b.d \leq 4.2/f_e \Rightarrow 9.23/35 \cdot 37 = 0.0071 \leq 0.0405 \dots\dots\dots \text{VERIFIER}$$

Le calcul de la flèche est inutile.

➤ **ELS**

○ **En travée**

- La position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} * x^2 + 15As(d - x) = 0$$

$$\frac{35}{2} * x^2 + 15 * 7.70(37 - x) = 0$$

$$15x^2 + 115.5x - 4273.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 559 \text{ donc on prend la racine positive } x = \frac{-115.5 + 559}{2(17.5)} = 12.67 \text{ cm}$$

- Détermination du Moment d'inertie :

$$\bullet I = \frac{bx^3}{3} + n As (d - c) + n As (d - x)^2 = 0$$

$$\bullet I = \frac{(35) \cdot (12.67)^3}{12} \Rightarrow I = 74302.31 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes au niveau du béton :

$$\bullet \sigma_b = \frac{Mts \cdot x}{I_0} = 6.157 \times 10^5 \cdot 12.67 / 74302.31 = 104.98 \text{ kg/cm}^2$$

- $\sigma_b = 104.98 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 f_{c28} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ condition vérifier.

- Vérification des contraintes au niveau d'acier :

fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}} = \min\{2/3f_{te} ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\} \Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

- $\sigma_{st} = n M_{ser} (d - x) / I \leq \sigma_s = 2000 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{st} = (15 * 6.157 * 10^5) \times (37 - 12.67) / 74302.31 \leq 2020$condition vérifier

○ **Sur appui :**

- La position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} * x^2 + 15A_s(d - x) = 0$$

$$\frac{35}{2} * x^2 + 15 * 7.70(37 - x) = 0$$

$$15x^2 + 115.5x - 4273.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 559 \text{ donc on prend la racine positive } x = \frac{-115.5 + 559}{2(17.5)} = 12.67 \text{ cm}$$

- Détermination du Moment d'inertie :

- $I = \frac{bx^3}{3} + n A_s (d - c) + n A_s (d - x)^2 = 0$
- $I = \frac{(35) * (12.67)^3}{12} \Rightarrow I = 74302.31 \text{ cm}^4$

- Vérification des contraintes au niveau du béton :

- $\sigma_b = \frac{M_{as} * x}{I_0} = 7.216 \times 10^5 * 12.67 / 74302.31 = 123.04 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_b = 123.04 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 f_{c28} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ condition vérifier.

- Vérification des contraintes au niveau d'acier :

fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_{st}} = \min\{2/3f_{te} ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\} \Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

- $\sigma_{st} = n M_{ser} (d - x) / I \leq \sigma_s = 2000 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{st} = (15 * 7.216 * 10^5) \times (37 - 12.67) / 74302.31 \leq 2020$condition

Non vérifier

Alors pour corriger le ferrailage sur appui, on effectue le calcul suivant :

$$A_s = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{st}} \cdot A_s \text{ adopté} = \frac{3641.87}{2000} * 7.7 = 12.7 \text{ cm}^2$$

	Ferrailage adopté	Ferrailage RPA
Sur appuis	6T14+3T12 = 12.53 Cm ²	6T16 = 12.06 Cm ²
En travée	6T14 = 9.24 Cm ²	9T12 10.18 Cm ²

Donc on corrige le ferrailage sur appui par : $A_s = 12.53 \text{ cm}^2$

On adopte 6T14+3T12 OU 6T16

Tableau VI – 4 : Tableaux récapitulatifs du ferrailage de la poutre.

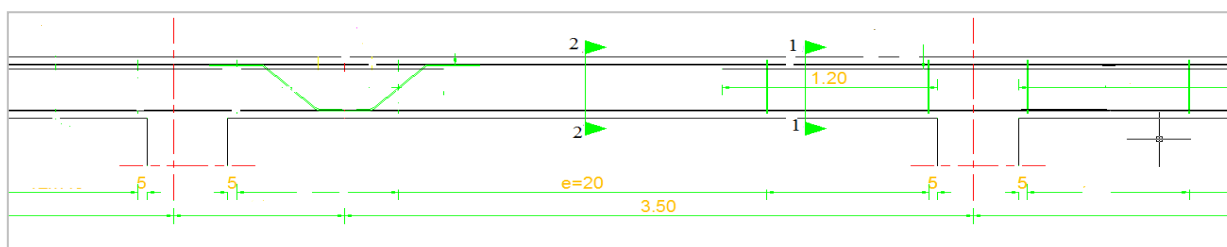


Schéma VI – 6 : Ferrailage longitudinale de la poutre.

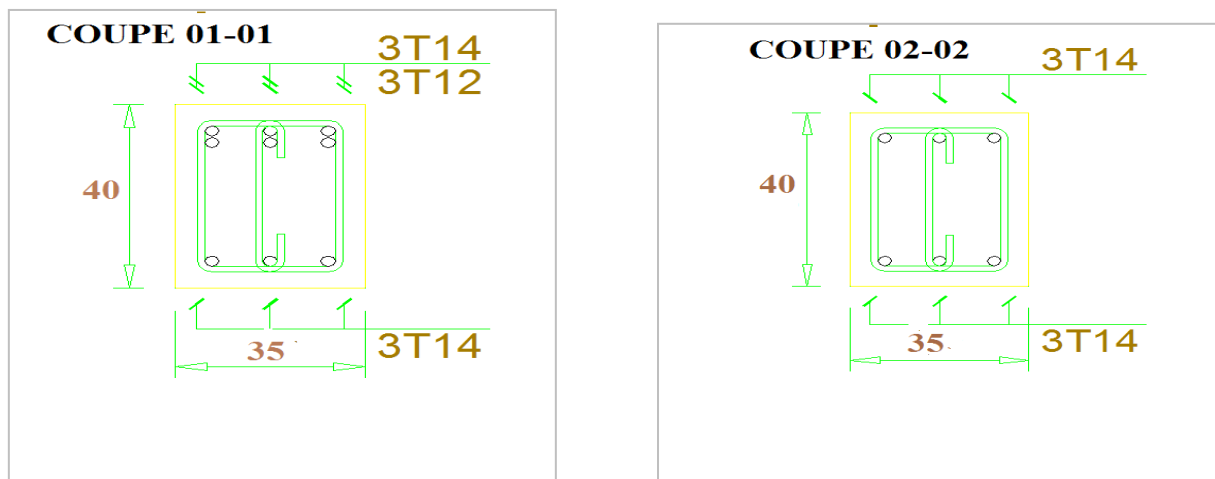


Schéma VI – 7 : Ferrailage transversale de la poutre.

VI.2.1. Les voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

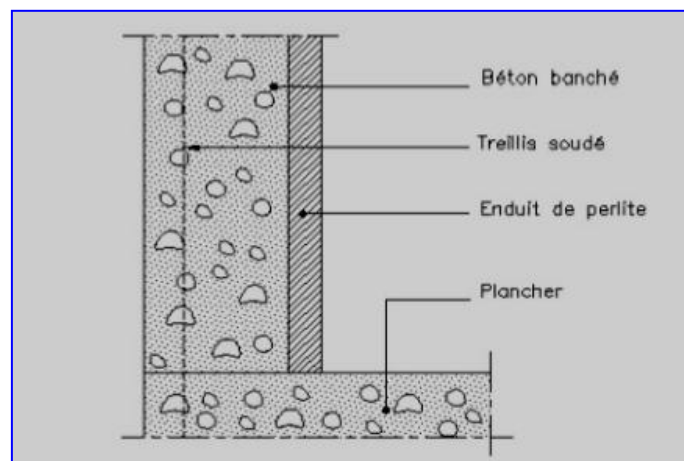


Figure VI – 1: Constituant d'un voile.

a. Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b. Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%. En zone courante 0.10%.
 - L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \min (15 a ; 30 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

➤ 40 pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du Sap2000, sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5P \quad (\text{E.L.U}) \\ G + P \quad (\text{E.L.S}) \\ G + P \quad 1,2 E \end{array} \right.$$

c. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I} \leq \alpha = \frac{0,85 \cdot f_c}{1,15} = 45,50 \text{ MPa}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué. A : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

- On distingue 3 cas :

1) 1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) $A_{min} = 0,15 \cdot a \cdot L$

2) 2^{eme} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales : $A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si $A_v < A_{\min} = 0,15 \% L$, on ferraille avec la section minimale. Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3) 3eme cas:

Si (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure,

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

- Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

d. Ferrailage des voiles

Résultats obtenus par le robot de voile V1 au niveau de sou sol

On a:

$$A=0.2\text{m}; \quad h= 4.2\text{m}; \quad V= 2, 1 \text{ m}$$

$$I = b.h^3/12 = (0.2)*(4.2)^3/12= 1.23\text{m}^4$$

$$N=5132.44\text{t};$$

$$M=1082.42\text{t.m};$$

$$T= 819.79\text{t}$$

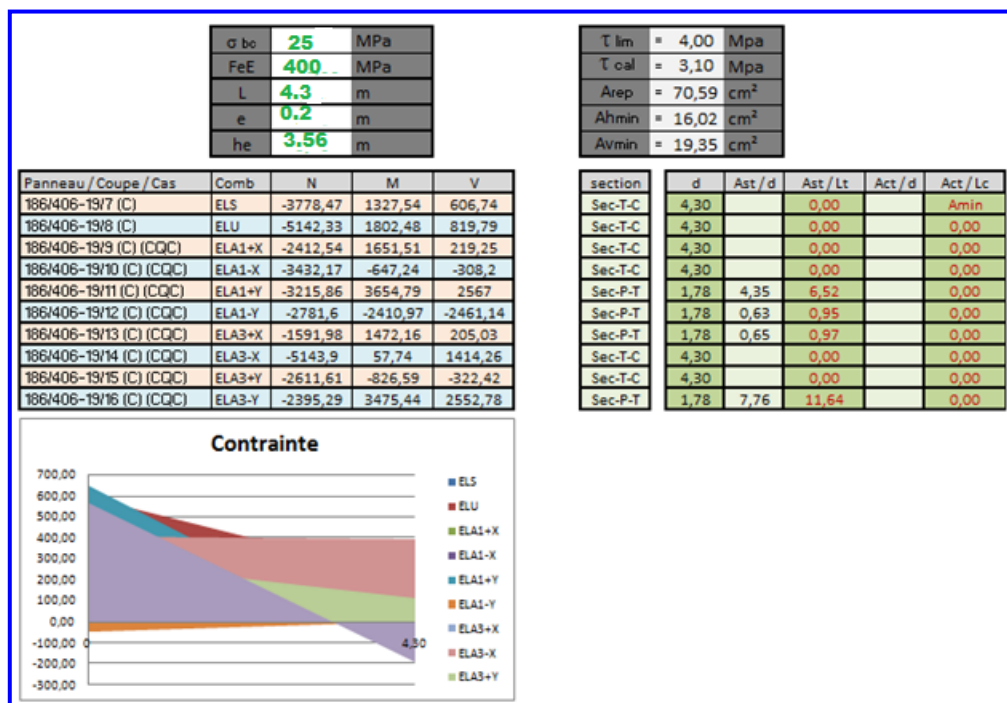


Figure VI – 2: Boite de dialogue du résultat du ferrailage du voile.

- Détermination des contraintes

$$\bullet \quad B_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = 25.84$$

$$\bullet \quad B_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = 25.02$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée **par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).**

- Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau Sou sol

- $M_u = 108.24 \text{ KN.m}$
- $N_u = 0,8N_g = 513.24 \text{ KN}$
- $h = 4.2 \text{ m}$; $c = c' = 5 \text{ cm}$
- $d = h - c = 3.7 \text{ m}$; $a = 0.20 \text{ m}$

- Détermination de l'excentricité e :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{108.24}{513.24} = 0.21 \text{ m}$$

- $A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot x^2 \cdot \sigma_{bc}$
 $A = (0,337 \times 4.2 - 0,81 \times 0,05) \cdot 4.2 \times 0.20 \times 14,2$
 $A = 6865 \text{ t.m} = 686.5 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$
- $B = N_u (d - c') - M_{ua}$

$$M_{ua} = M_U + N_U (0.5h - c) = 108.24 + 513.24(2.1 - 0,5) = 829.42 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = 513.24 (3.7 - 0.05) - 829.42 = 1043.9 \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) → section totalement comprimée ⇒ calcul de section rectangulaire En **flexion simple** sous $M_{ua} = 829.42 \text{ KN.m}$

Donc le ferrailage selon minimum de L'RPA

- Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \cdot a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \cdot 200 = 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 15 \text{ mm}$

- L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a:

$$St \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

$$St = 30 \text{ cm}$$

○ **Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:**

$$St \leq \min \{1,5 a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30$$

- Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL}, St \text{ R.P.A99}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est $2T16/ml = 4,02 \text{ cm}^2/ml$.

- Calcul des armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $2 T 16 = 4,02 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement de 20 cm.

- Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins ; on prend donc $4\Phi6/m^2$.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{a \cdot L}$$

Avec :

- $T = 1,4 \cdot T_{cal}$ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%) $T = 327,91 \text{ t}$
- a : épaisseur du voile ; $a = 20 \text{ cm}$
- L : longueur du voile ; $L = 4,2 \text{ m}$

$$\Rightarrow \tau_b = 0,546 \leq 0,05 f_c = 1,25 \dots \dots \dots C.V$$

- Disposition des armatures :

➤ **Armatures verticales :**

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a $St=20$ cm $\rightarrow St/2 = 10$ cm < 15 cm vérifiée

$L=420$ cm $\rightarrow L/10 = 42$ cm

- Armatures horizontales :

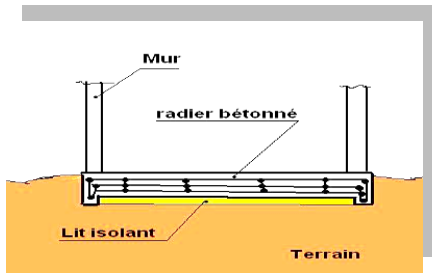
Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol);
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage construire.
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

- Différentes fonctions des fondations :

1. Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations :

- Les tassements du terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage.
- Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur : quelques mm de 5 à 25 mm)

- Éviter ou, au pire, limiter les tassements différentiels.
- Tenir compte de la présence d'eau dans le sol (poussée d'Archimède)
- Vérifier que les poussées d'Archimède soient inférieures au poids de l'ouvrage (rare) sinon prévoir un ancrage du bâtiment par tirants ou prévoir un lestage.
- L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussée hydrostatiques)
- Prendre les dispositions constructives adaptées à chaque cas (utilisation de bûches, frottements sol/béton suffisant, tirants ou clous,...)
- Éviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinante avec la semelle étudiée.
- Pente maximale entre semelles de fondations de 2/3 (env. 30°)
- Drainage périphérique

2. Assurer la résistance des massifs de fondations.

- Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture
- Respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés

3. Vérifier la résistance du terrain de fondations

- Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté
- Respect des règlements en vigueur. L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols (DTU 13.1)

4. S'assurer de la durabilité des fondations

- La résistance des massifs de fondations doit être assurée pendant toute l'existence de l'ouvrage
- Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action du gel.
- Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse,...), au gel.

5. Trouver la solution la plus économique

- On recherchera des solutions qui seront les plus économiques en fonctions du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage,...)

VII .1 Etude géotechnique :

A. Présentation du site :

- Situation et description du site :

Le terrain qui fait l'objet de cette étude est situé à : Wilaya d'Annaba

Le terrain est réservé à la construction est composé d'une couche de terre végétale en surface.

- Travaux de reconnaissance :

a. Sondages carottés :

Les sondages carottés sont des puits profonds qui permettent de :

- Connaître les différentes couches qui constituent notre site.
- Prélever des échantillons, afin de les soumettre aux essais de laboratoire.

Quatre sondages carottés ont été réalisés.

b. Essais du pénétromètre dynamique :

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe débordante, le nombre de coups « N » correspond à un enfoncement de 20cm est noté au fur et à mesure de la pénétration de la pointe dans le sol.

Plusieurs essais de pénétromètre dynamique lourd ont été exécuté dans le but d'avoir une idée sur la variation de la résistance du sol a la pénétration, en fonction de la profondeur, en d'autres termes ces essais nous permettent de :

- Connaître la résistance de pointe à la pénétration par battage.
- Vérifier le degré d'homogénéité du sol et éventuellement situé le niveau de la cote d'ancrage des fondations.
- Déceler et détecter d'éventuelles anomalies.

c. Essais chimiques :

Les échantillons de sol prélevés dans les sondages montrent une agressivité nulle vis-à-vis du béton selon la norme NF.P 18-011 du 06/92.

Conclusion :

La contrainte du sol est un résultat des travaux de laboratoire de travaux public est de ANNABA le **LTPEST** d'où $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

VII .2 Etude de l'infrastructure :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalisée l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

Le choix du type de fondation avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- ✓ Semelle filante.
- ✓ Radier évidé.
- ✓ Radier général.

VII .3 Choix du type de fondation :

Différents types de fondations :

Il existe quatre catégories de fondations :

- Les fondations superficielles : Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.
- Les fondations profondes Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux
- Les fondations spéciales Colonnes ballastées : Il s'agit de colonnes de pierres ou de graves ciments que l'on intègre dans le sol et sous des semelles isolées par exemple.
- Les fondations surfaciques ou radier : L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risque pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les points d'appuis deviennent les murs, les longrines de redressement (situées au droit des ouvertures) et les longrines.

Il existe quatre types de radiers :

1. Le radier dalle plate (le plus courant)
2. Le radier nervuré
3. Le radier champignon sous poteaux
4. Le radier voûte

Lorsque le radier est enterré et que la présence d'eau est possible, il conviendra de faire un cuvelage (radier de fosse ascenseur,...).

Lorsque le radier est soumis à des poussées d'Archimède, il faut vérifier que ces poussées ne dépassent pas le poids de l'ouvrage. Dans le cas contraire, il faudra lester de manière à équilibrer les forces.

Si le dessus du radier est au ras du sol, il faudra réaliser une bêche périphérique de manière à assurer la mise hors gel de l'ouvrage.

Facteurs de choix du type de fondation :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât. d'habitation, bât industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

A. Semelle filante :

Vérification de la stabilité au renversement :

On vérifie sur le voile V_{T5} que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}.$$

- $M = 3677,17 \text{ t.m.}$
- $N = 513,28 \text{ t.}$
- $B = 7,50 \text{ m.}$

$$e = \frac{M}{N} = 7,16\text{m} \geq \frac{B}{4} = 1,875\text{ m.}$$

Donc ; la solution des semelles filantes est à écarter, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

B. Radier général :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

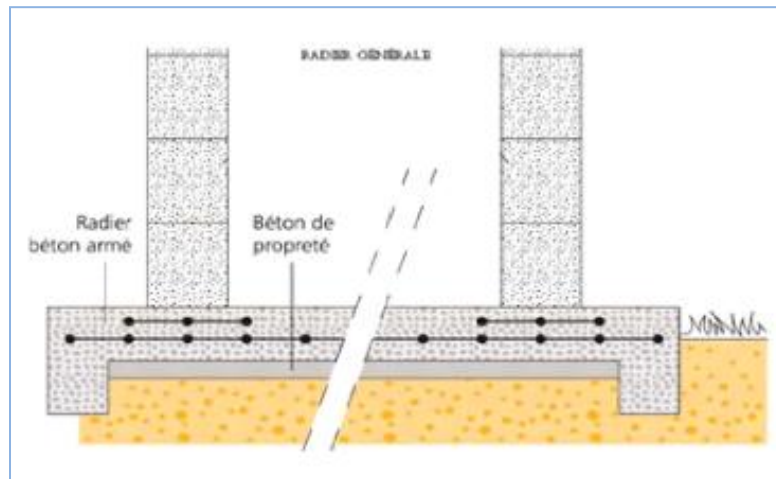


Figure VII - 1: Fondation superficielle de type radier.

1. Pré dimensionnement du radier :

- Détermination de la hauteur :

- **Condition de résistance au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{ulim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,03 \text{ MPa}$$

On prend le panneau le plus grand tel que :

$$\begin{cases} p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{3.95} = 0.911 \\ V_{u_x} = \frac{q \cdot L_x}{2 + P} = \frac{19.81 \times 3.6}{2 + 0.911} = 24.50T \\ V_{u_y} = \frac{q \cdot L_x}{2 + P} = 23.09T \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_{u_{\max}} = 24.5T$$

$$L_x = 3,60m; L_y = 3,95 m.$$

On aura :

$$\tau_u = \frac{V_{u_{\max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{V_{u_{\max}}}{b_0 \cdot 0,9 \cdot h} \leq 1,03 \Rightarrow h \geq 0,27m \quad (1).$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,27 = 0,24m$$

- **Condition forfaitaire:**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}.$$

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale à =3,95m.

$$D'où: \quad \mathbf{49cm \leq h_r \leq 79cm.} \quad (2).$$

$$h_r = 50 \text{ cm}$$

- **Détermination du débord :**

$$L_{\text{débord}} \geq \max \left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow L_{\text{débord}} = 60 \text{ cm}.$$

- **Surface du radier**

$$S_{\text{radier}} = [X + 2d] \cdot [Y + 2d] = 377,13 \text{ cm}^2$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Art A.5.2.4}) \text{ CBA93.}$$

N_u : La charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité =
265.206tf

μ_c : Périmètre du contour cisailé.

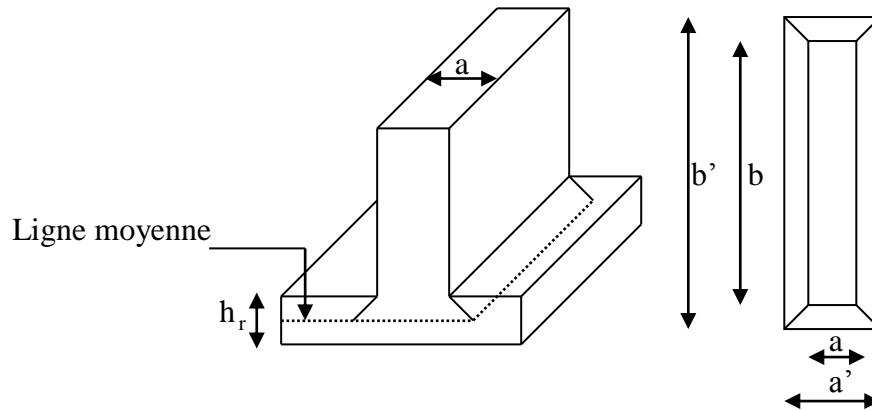


Schéma VII -1 : Dimension d'un radier.

$$U_c = 2.(a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases}$$

$$\mu_c = 2.(a + b + 2h_r)$$

$$Q_u \leq 0,045.2.(a + b + 2h_r).h_r.f_{c28}$$

On prendra le voile V_{5T} :

$$b = 7,5\text{m} ; a = 0,2\text{m}.$$

Donc : $h \geq 49\text{cm}$ (3).

Finalement : d'après (1), (2), (3) on opte : $h_r = 50\text{cm}$

- Détermination de la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{debord}}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 486,8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{debord}} = 35,47 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 377,13 \text{ m}^2$$

- Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier = $W_{bat} + W_{rad}$

$$W = 6869.44 + (0.4 \times 483.2 \times 2.5) = 7473.13 \text{ t}$$

$$W = 7473.13$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2,60 \text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 377.13 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 1 \times 2.6 \times 377.13 = 1470.8 \text{ t}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 1470.8 \text{ t} < 7473.13 \text{ t}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

2. Caractéristiques géométriques du radier :

- Centre de masse du radier :

$$\begin{cases} X_{GR} = 15,2 \text{ m} . \\ Y_{GR} = 11,10 \text{ m} . \end{cases}$$

- Centre de masse de la superstructure :

$$\begin{cases} X_G = 15,09 \text{ m} . \\ Y_G = 10,96 \text{ m} . \end{cases}$$

- Excentricité entre G et GR :

$$\begin{cases} e_x = |15,2 - 15,09| = 0,11 \text{ m} . \\ e_y = |11,1 - 10,96| = 0,14 \text{ m} . \end{cases}$$

- Calcul des inerties :

$$\begin{cases} I_x = 4328,01 \text{ m}^4 . \\ I_y = 5354,13 \text{ m}^4 . \end{cases}$$

3. Détermination des charges et surcharges :

$$\text{- Poids de la structure : } \begin{cases} G = 6869.44 \text{ t.} \\ Q = 970,58 \text{ t.} \end{cases}$$

- Poids du radier :

$$G = S_r \cdot h_r \cdot 2,5 = 604 \text{ t.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} G_T = 7617.82 \text{ t.} \\ Q_T = 970,58 \text{ t.} \end{cases}$$

4. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{unifor} = \sigma_{moy} = \frac{R}{L_x L_y} (3e_{0max})$$

σ_{max} et σ_{min} Sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales à la semelle.

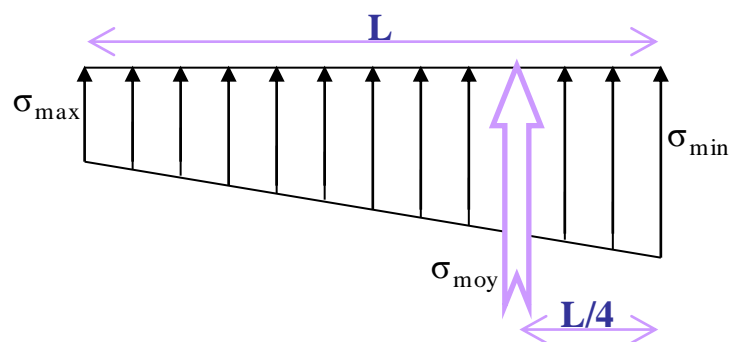


Schéma VII - 2 : Schéma statique des contraintes sous radier.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Moments d'excentricités dus aux charges verticales.

- Moments de renversement dus au séisme.

a. Efforts normaux :

➤ **ELU** : $N_u = 1,35.N_G + 1,5.N_Q \quad \Rightarrow \quad N_u = 11739,92t.$

➤ **ELS** : $N_s = N_G + N_Q \quad \Rightarrow \quad N_s = 8588,40 t.$

b. Moments d'excentricité :

• **ELU** : $M_{ux} = N_u.e_x = 1643,5 t.m$

$$M_{uy} = N_u.e_y = 1291,39 t.m$$

• **ELS**: $M_{sx} = N_s \times e_x = 1202,37 t.m.$

$$M_{sy} = N_s \times e_y = 944,72t.m.$$

c. Moments de renversement dû au séisme :

$$M_E = M_0 + (T_0.Z)$$

Avec :

T_0 : effort tranchant à la base du RDC.

M_0 : moment séismique.

Z : hauteur de l'infrastructure égale à 3.06 m.

• **Sens longitudinal X-X :**

$$M_{EL} = M_{0L} + (T_{0L} \times Z) = 14920,59 t.m.$$

• **Sens transversal Y-Y :**

$$M_{ET} = M_{0T} + (T_{0T} \times Z) = 14374,11 t.m.$$

d. Vérification des contraintes :

Les contraintes obtenues devront vérifier dans les deux directions les conditions suivantes :

- $\sigma_{unifor} = \sigma_{moy} = \frac{R}{L_x L_y} (3e_{0max})$
- $\sigma_{moy} = \frac{7473}{486.8} \left(1 + \frac{3(0.14)}{21.15}\right) = 15.65 t$

Poids unitaire du radier avec $h=50$ cm

$$P_{rad} = (0.5 \cdot 2.5) \cdot 1.35 = 1.687 \text{ t/m}^2$$

Remarque

- Le poids du radier passe par le centre géométrique donc il ne provoque aucun moment dans les deux directions
- Il augmente uniquement l'effort (N)

$$q = P_{rad} + E_{moy} = 1.687 + 15.65 = 17.33 \text{ t/m}^2$$

5. Ferrailages du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis seront les poutres de chaînage reposant à leur tour sur les poteaux, donc les panneaux du radier sera calculé comme étant des dalles qui reposent sur 04 coté, la fissuration étant considérée comme préjudiciable

Sollicitation :

$$\text{A L'ELU : } P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{360}{395} = 0.911 > 0.4 \Rightarrow \mu_x = 0.041 ; \mu_y = 0.879$$

- Moment isostatique :

a) Sens X :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0.041 \cdot 17.33 \cdot (3.6)^2 = 9.20 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.8 M_{ox} = 7.36 \text{ t.m}$$

$$M_a = -0.5 M_{ox} = 4.6 \text{ t.m}$$

b) Sens Y :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot q_u \cdot (L_y)^2 = 0.879 \cdot 17.33 \cdot (3.95)^2 = 15.23 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.8 M_{oy} = 12.28 \text{ t.m}$$

$$M_a = -0.5 M_{oy} = 7.61 \text{ t.m}$$

	Sens X		Sens Y	
Section	Travée	Appui	Travée	Appui
Mu (t.m)	7.36	4.6	12.28	7.61

Tableau VII - 1 : Moment isostatique dans le sens X et Y.

- Ferrailage a L'ELU :**➤ Sens X :****- En travée :**

$$d=45 \text{ cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{c28} = 7.36 \cdot 10^5 / (100 \cdot (45)^2 \cdot 142) = 0.025$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.031$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 44.44 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot f_s = 4.7 \text{ cm}^2$$

On adopte

- Sur appui :

$$d=45 \text{ cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{c28} = 4.6 \cdot 10^5 / (100 \cdot (45)^2 \cdot 142) = 0.015$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.020$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 44.63 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot f_s = 2.96 \text{ cm}^2$$

On adopte

➤ Sens Y :**- En travée :**

$$d=45 \text{ cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{c28} = 12.28 \cdot 10^5 / (100 \cdot (45)^2 \cdot 142) = 0.042$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 44.02 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot f_s = 7.94 \text{ cm}^2$$

On adopte

- Sur appui :

$$d=45 \text{ cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{c28} = 7.61 \cdot 10^5 / (100 \cdot (45)^2 \cdot 142) = 0.026$$

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

$$Z = d.(1-0.4\alpha) = 44.39 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z.f_s = 4.76 \text{ cm}^2$$

On adopte

- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console de longueur $L = 0.35 \text{ m}$, le ferrailage se fera pour une bande de 1 m et avec : $l = 0,6 \text{ m}$

$$q = 17.33 \dots\dots\dots \text{ pour } 1 \text{ ml}$$

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{2} = 3.11 \text{ t.m}$$

- Ferrailage a ELU :

$$d = 45 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = M_u / b.d^2.f_{c28} = 3.11 \cdot 10^5 / (100 \cdot (45)^2 \cdot 142) = 0.01$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$Z = d.(1-0.4\alpha) = 44.75 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z.f_s = 1.99 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 = 6.79 cm²

- Ferrailage des nervures :

Toutes les files de rives se trouve sous le voile périphérique donc elle possèdent une rigidité assez grande pour pouvoir absorber les moments fléchissant longitudinaux, d'où le ferrailage forfaitaire.

- Calcul des nervures :

$$\frac{L}{9} \leq h_n \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{395}{9} \leq h_n \leq \frac{395}{6} \Rightarrow 43 \leq h_n \leq 65$$

$h_n = 60 \text{ cm}$ mais par raison de sécurité en fonction de le poids de bâtiment on adopte

$h_n = 80 \text{ cm}$

6. Evaluation des charges :

➤ Travée A-B dans le sens X :

ELU :

$$q_n = q \frac{L_{xw}}{p_w + 2} + q \frac{L_{xe}}{p_e + 2}$$

$$q_n = 17.33 * \frac{3.55}{0.89 + 2} + 17.33 * \frac{3.6}{0.91 + 2} = 42.71 \text{ tf/ml}$$

➤ Travée 1-2 dans le sens Y :

- ELU :

$$q_n = q \frac{L_{yw}}{p_w + 2} + q \frac{L_{ye}}{p_e + 2}$$

$$q_n = 17.33 * \frac{3.95}{1 + 2} + 17.33 * \frac{3.5}{1 + 2} = 43.02 \text{ tf/ml}$$

- Calcul des moments et l'effort tranchant :

➤ Travée 1-2

- ELU :

$$M_t = 0.8 \frac{ql^2}{8} = 67.12 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.5 \frac{ql^2}{8} = 41.95 \text{ t.m}$$

$$T = \frac{ql}{2} = 84.96 \text{ t.f}$$

➤ Travée A-B :

- ELU :

$$M_t = 0.8 \frac{ql^2}{8} = 53.82 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.5 \frac{ql^2}{8} = 33.64 \text{ t.m}$$

$$T = \frac{ql}{2} = 75.88 \text{ t.f}$$

- Calcul des armatures à L'ELU :

$$b = 35 \text{ cm ; } h = 80 \text{ cm ; } c = 5 \text{ cm ; } d = 75 \text{ cm.}$$

➤ Travée 1-2 :

- En travée :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{c28} = 67.12 * 10^5 / (35 * (75)^2 * 142) = 0.24$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.34$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 64.80 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot f_s = 29.76 \text{ cm}^2$$

On adopte **9T20 = 28.29cm²**

En appui :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{c28} = 41.95 \cdot 10^5 / (35 \cdot (75)^2 \cdot 142) = 0.15$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.20$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 68.87 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot f_s = 17.05 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T20 = 18.85cm²**

➤ **Travée A-B**

- En travée :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{c28} = 53.82 \cdot 10^5 / (35 \cdot (75)^2 \cdot 142) = 0.19$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.26$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 66.90 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot f_s = 23.11 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T16+6T20 = 24.88cm²**

- En appui :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{c28} = 33.64 \cdot 10^5 / (35 \cdot (75)^2 \cdot 142) = 0.12$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.16$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 70.2 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot f_s = 13.77 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T20=18.85cm²**

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\overline{\tau_{min}} = \min(0.1 f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{ MPA} = 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_u = T_u / b d = \frac{84960}{(35)(75)} = 32.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_u > \overline{\tau_{min}} \dots \dots \dots \text{NON VERIFIER}$$

Donc on augmente la section de la nervure et on refait le calcul de ferrailage avec la section adopté : b= 50 cm ; h=80 cm

Les résultats de calcul de ferrailage avec la section de nervure adopté dans le tableau suivant

Section	TRAVÉE 1-2		TRAVÉE A-B	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
μ	0.18	0.1	0.13	0.08
α	0.23	0.13	0.18	0.11
Z(cm)	68.05	70.82	69.55	71.69
A_s calculé (cm ²)	28.34	17.02	22.23	13.48
A_s adopté (cm ²)	9T20 =28.29cm ²	6T20 = 18.85cm ²	3T16+6T20 =24.88cm ²	6T20=18.85cm ²

Tableau VII - 2 : de calcul de ferrailage avec la section de nervure.

- Espacement exigé par RPA 99 :

- Zone nodale : $St \leq \min (h/4 , 12\Phi) = \min(20 , 30) = 20\text{cm}$.
- Zone courante : $St < h/2 \Rightarrow St < 40\text{cm}$.

On adopte :

- En Zone courante $St = 20\text{cm}$.
- En Zone nodale $St = 15\text{cm}$.

VII .4 Etude du voile périphérique :**a. Pré dimensionnement :**

D'après l'article 10.1.2 du **RPA2003**, l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7.7.1 du **RPA2003**, l'épaisseur du voile est déterminé en fonction de la hauteur libre du sous-sol et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$a \geq \max (h_e/25 , h_e/22 , h_e/20)$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3,06 - 0,16}{20} = 14,5\text{cm}$$

Conclusion : $a \geq \max(14,5\text{cm}; 15\text{cm})$

On prend : $a = 20\text{cm}$.

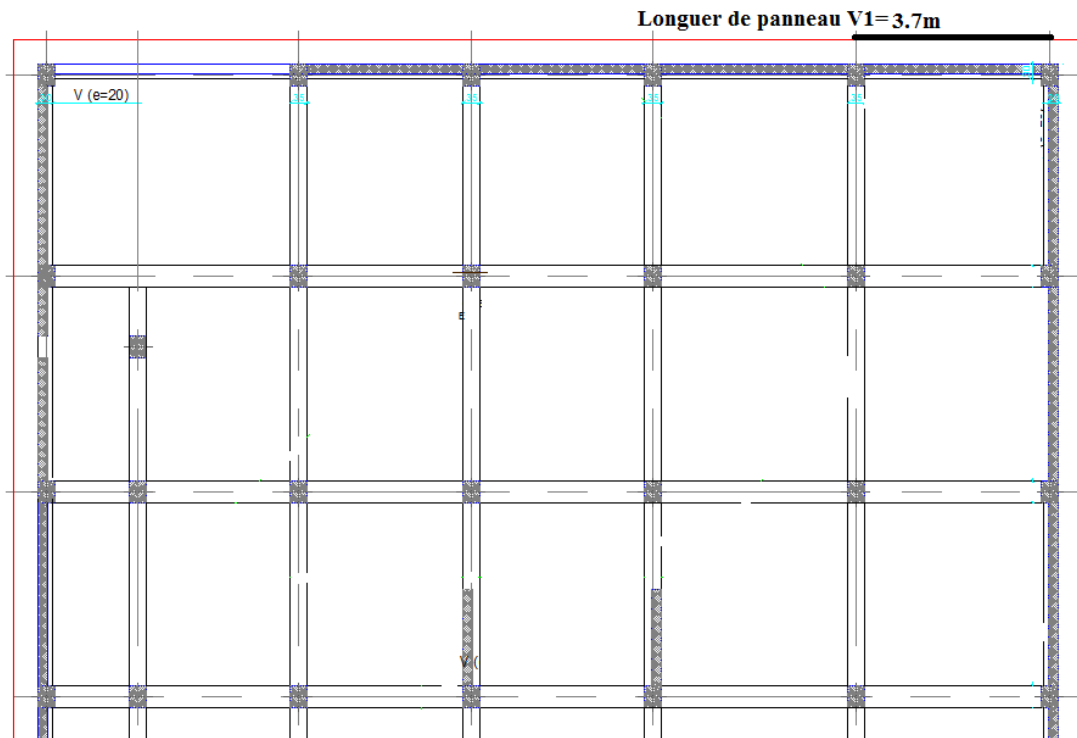


Schéma VII - 3 : Schéma de la disposition des voiles périphériques.

b. Détermination des sollicitations :

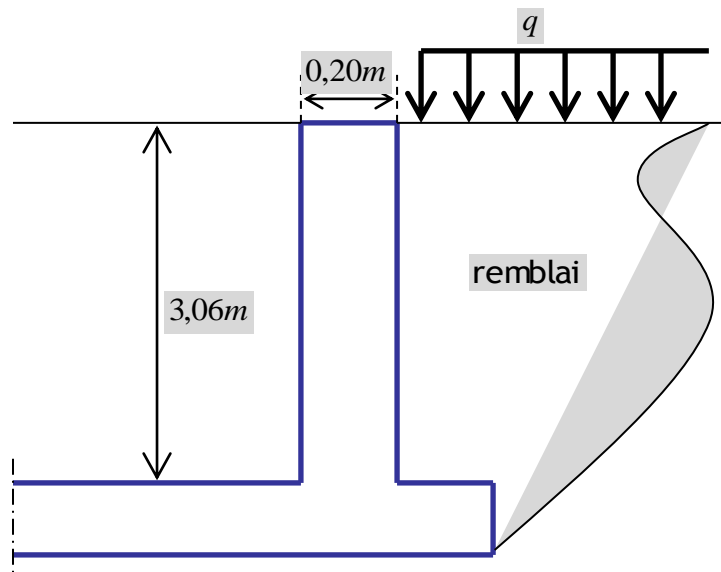


Schéma VII - 4 : Schéma de voile périphérique et la charge appliquée.

1. Poussée due aux terres :

$$\sigma_h = K_o \gamma_h Z$$

Avec :

- σ_h : contrainte horizontale.
- γ_h : poids volumique du sol humide ; $\gamma_h = 17 \text{ KN/m}^3$.
- K_o : coefficient de poussée des terres au repos ; $K_o = 0,5$.

$$0 \leq Z \leq 3,06 \text{ m} :$$

$$\sigma_h = 0,5 \cdot 17 \cdot Z = \begin{cases} Z = 0 \Rightarrow \sigma_h = 0. \\ Z = 3,06 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 26,01 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

2. Poussée due aux surcharges :

$$\sigma_q = K_o \cdot q = 0,5 \times 5 = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

Contrainte totale :

- $\sigma_t = \sigma_h + \sigma_q = K_o(\sum \gamma_i Z_i + q) = 0,5(21,5Z + 5)$
- $\sigma_2(0) = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_1(3,06) = 28,51 \text{ KN/m}^2$.
- La contrainte moyenne est : $\sigma_{MOY} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$.

$$\sigma_{moy} = 22 \text{ KN/m}^2.$$

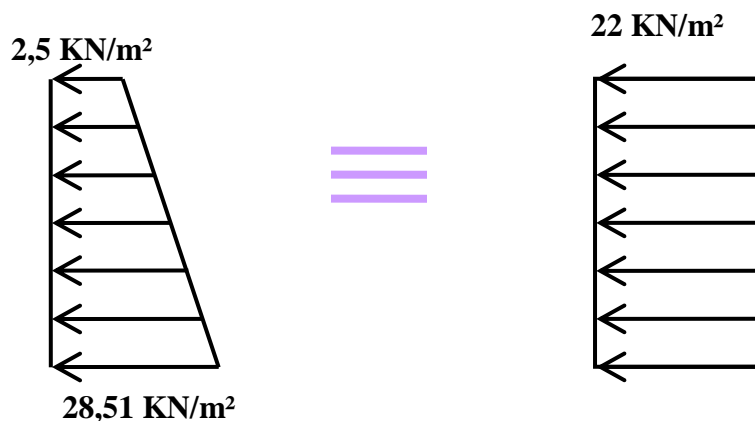


Schéma VII - 5 : Schéma statique de la contrainte moyenne.

- Conclusion :

Les charges uniformément réparties appliquées sur les voiles sont :

$$P_{\text{eser}} = \sigma_{\text{moy}} = 22 \text{ KN / m}^2.$$

c. Ferrailage du voile :

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration très préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 3.7 \text{ m} \quad l_y = 3,78 \text{ m}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs de μ_x , μ_y : sont données par J.P.MOUGIN « abaques ».

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.978.$$

➤ **ELS** : $\mu_x = 0,0669$; $\mu_y = 0,662$.

$$M_{\text{ox}} = 0,0124 \text{ MN.m} ; M_{\text{oy}} = 0,0082 \text{ MN.m.}$$

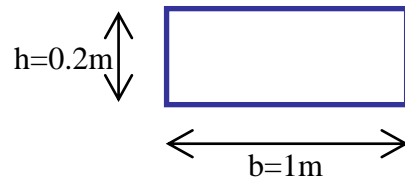
- **Panneau de rive :**

$$M_{\text{trav}} = 0,85 M_0$$

$$M_{\text{app}} = 0,5 M_0$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (0.5 f_e , 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{t28}) = 157.74 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 13.2 \text{ Mpa.}$$



Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Sens XX		Sens YY	
	Appui	Travée	Appui	Travée
M_{ser} (MN.m /ml)	0,0062	0,0105	0,0062	0,0069
α_r	0,557	0,557	0,557	0,557
μ_{rb}	0,211	0,211	0,211	0,211
M_{rb}	0,055	0,055	0,055	0,055
Z (m)	0,12	0,12	0,11	0,11
A_{ser} (cm ² / ml)	3,28	5,55	3,57	3,97
A_{min} (cm ²)	2	2	2	2
A_{CNF} (cm ²)	1,59	1,59	1,46	1,46
A_{ado} (cm ²)	3,28	5,55	3,57	3,97
Ferraillage	5T10	5T12	5T10	6T10

Tableau VII - 3 : de calcul de ferraillage avec la section de nervure.

➤ **Ferraillage minimal (RPA99) :**

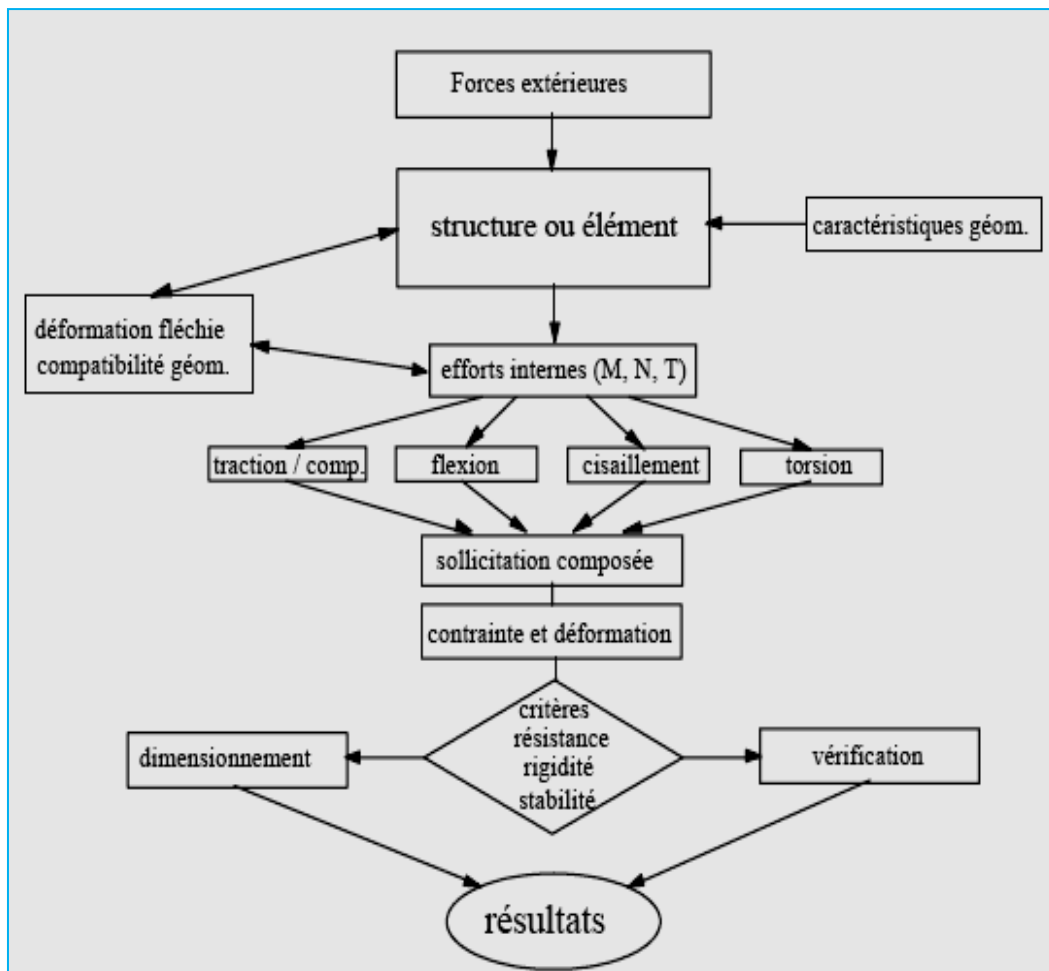
D'après les règles de RPA99, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{min} = 0.1\% \cdot h \cdot b = 0.001 \times 1 \times 0.2 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Conclusion

Les notions de la résistance des matériaux étudiées dans le projet et les relations entre elles sont schématisées dans le diagramme ci-dessus ; l'action extérieure est caractérisée par les différents types de forces connus agissant sur une structure ou un élément de structure isostatique, les efforts internes sont déterminés hyperstatiquement, il est nécessaire de faire intervenir les déformations de la structure pour déterminer les réactions. L'effort interne qui agit au niveau d'une section d'un élément de structure peut être décomposé en effort tranchant ou une combinaison de ces sollicitations. À partir de ces efforts internes nous pouvons obtenir des informations sur la répartition des contraintes et des déformations dans la section droite. Les valeurs extrêmes de ces contraintes et des déformations sont les mesures de base des critères de résistance, de rigidité ou de stabilité pour vérifier ou dimensionner les éléments des structures.



Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation

Ce projet de fin d'études m'a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

J'ai compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour moi une première expérience et m'a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique m'a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.