

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة البليدة 1

Université Blida 1

Faculté des Sciences de technologie

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Option : Matériaux

Thème

Conception et calcul dynamique d'une structure en R+9 + soul sol
contreventée par des voiles et portiques en béton armé

Présenté par :

GHAZALI Abdelatif.

CHETOUANE Oussama.

Encadré par :

Mme. HALFAYA F/Zohra.

Année universitaire : 2020/2021.

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous sommes reconnaissants envers Allah pour la volonté et la force qu'il nous a conféré pour la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons remercier notre promotrice Mme HALFAYA F/Zohra pour son soutien, sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils tout au long de la réalisation de notre mémoire.

Nous tenons à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner et d'évaluer notre modeste travail.

Enfin, nous remercions toute personne qui a contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce mémoire

Dédicace

Je dédie mon travail à :

Mes parents, plus spécialement ma chère mère pour son soutien, son amour, sa patience, son encouragement durant mon parcours scolaire, ainsi que mes très chères sœurs, pour leur bienveillance et leurs soutiens durant tout mon cursus.

Je remercie aussi la personne la plus chère d'avoir cru en moi RANIA

.A mes meilleurs amis : ZINA, MEHDI, REDHOUANE, que j'aime beaucoup, pour leurs aides et soutiens dans les moments difficiles, et pour tout ce que nous avons vécu ensemble durant tout notre parcours universitaire.

A mes chers amis : SIDI MOUSSA, MERIEM, INES, qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenu tout au long de mes études.

A CHETOUANE Oussama cher ami avant d'être binôme.

Et pour finir, à tous les gens que j'aime.

Merci

GHAZALI ABD ELLATIF

Dédicace

Je dédie mon travail à :

A ma très chère mère, mes frères et sœurs qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire.

- A la mémoire de mon père parti trop tôt, ce travail est dédié à toi, repose en paix.
- A mes chers amis : ALI, MOHAMED, ZINA, MEHDI, REDHOUANE, ABD ELLATIF, PEDRO, CHAMS EL ASSIL
- A mon cher ami et binôme GHAZALI ABD ELLATIF.

A tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près , je vous remercie

Merci

CHETOUANE OUSSAMA

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة قرامع يتألف من طابق ارضي +9 طوابق +1 طابق تحت الارض، يتم انجازها بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99) المعدل في 2003. مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي SAP2000
تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99, BAEL 91 99) المعدل في 2003.
للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي متطور SOCOTEC .
دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un bâtiment en R+9 étages+1 sous-sol, qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel SAP2000.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99et RPA99 modifié en 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel SOCOTEC.

L'étude des éléments de l'infrastructure, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception for a building of R + 9 stages +1 under grounds, which will be established in the wilaya of Blida, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 modified in 2003).

The beams, and the columns and the walls ensure the stability of the work. The study and the analysis of this plan had been established by software SAP2000.

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 modified in 2003).

For the checking of reinforcement, we used software SOCOTEC.

The study of the elements of the infrastructure also forms part of it project.

INTRODUCTION GENERALE

Ce document constitue le compte rendu du travail accompli dans le cadre de notre formation de MASTER 2 en Génie Civil à l'université de BLIDA . Le travail d'analyse réalisé lors de ce projet de fin d'études porte sur un bâtiment en R+9 à usage d'habitation de forme régulière , le RDC est d'usage commercial , avec un sous-sol à usage multiple . situé à BLIDA , une zone de forte sismicité.

L'ensemble de l'ossature porteuse est réalisé en béton armé. Après une brève présentation des caractéristiques de la structure étudiée et des matériaux utilisés , la stabilité verticale de la structure est étudiée.

Nous procéderons dans cette optique au prédimensionnement des éléments structuraux (poutres , voiles et poteaux) et non structuraux (plancher , escalier etc) ainsi qu'à l'établissement de la descente de charges .

Le calcul du ferrailage des différents éléments non structuraux sera ensuite entrepris. Cette étape est l'objet des chapitres I , II , III . La deuxième étape porte sur l'analyse de la stabilité latérale de la structure.

on procède à une étude de la structure porteuse sous l'effet des efforts dynamiques due essentiellement aux séismes. Le choix de la structure porteuse permet de définir le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations dynamiques en tenant compte des contraintes architecturales. Dans un premier temps , le bâtiment sera modélisé sur un logiciel de calcul aux éléments finis . Ensuite , on procédera au calcul du ferrailage des éléments structuraux sur la base des efforts les plus défavorables obtenus de l'analyse dynamique , et puis la vérification de ces éléments à partir du règlement RPA99/2003. Cette étape est résumée dans les chapitres IV et V . La dernière partie de ce projet de fin d'études , présentée dans le chapitre VI , est l'étude de l'infrastructure s'appuyant sur les conclusions du rapport de sol. Les études des fondations et du voile périphérique sont grandement influencées par les contraintes techniques du site (poids spécifique du remblai , contrainte admissible du sol) . on procède à l'analyse du radier à la flexion , à l'effort tranchant et au poinçonnement . Le ferrailage du voile périphérique permet de conclure ce travail .

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

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

La 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 (CBA 93, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des Matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la Structure.

But : Construire un bâtiment conforme aux spécifications données, capable de résister aux différentes conditions qui l'entourent, pour réaliser pleinement ses travaux.

I.2 model de structure

Notre mémoire porte sur l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment à usage mixte : habitation, commerce.

Le bâtiment est composé de :

- Un sous-sol a usage de parking de voiture .
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Le reste des étages sont à usage d'habitation.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Notre bâtiment à une forme irrégulière. Il se compose de **RDC + 9 étages + un sous-sol**.

I.3.1. Dimensions en élévation :

- hauteur totale sans l'acrotère est de : 31,62 m
- hauteur du sous sol est de : 2,8 m
- hauteur du rez-de-chaussée est de : 4,08 m
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m

I.3.2. Dimensions en plan :

- longueur totale (sens longitudinal) : $L = 22,76$ m
- largeur total (sens transversal) : $l = 18,8$ m

I.4 structures porteuse**I.4.1. Ossature**

D'après le règlement parasismique algérien [1], notre structure comporte des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, et des voiles de contreventement ainsi que les voiles de la cage d'ascenseur. Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

I.4.2. Les poteaux :

Sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de poutre vert les fondations. Ils sont sollicités à la flexion composée, Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime Sous l'effet de l'effort normal et le moment correspondant le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

I.4.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les Poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime Sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

I.4.4. Les voiles :

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

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

I.4.5. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter le revêtement du sol . Notre structure comporte deux types de planchers :

- En corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- En dalle pleine pour les panneaux de forme irrégulière, balcons et plancher de sous-sol.

fonctions principales deux types de planchers :

- Fonction de résistance mécanique : le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges
- Fonction d'isolation acoustique et thermique : Peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié

Dans notre structure, on utilise plus le plancher en (corps creux) pour la terrasse et les étages.

Les raisons de choix sont :

- ✚ IL présente l'avantage d'être léger et très économique.
- ✚ Bonne isolation thermique et acoustique.
- ✚ Exécution simple
- ✚ Ce type de plancher se compose de :
 - ✚ Un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
 - ✚ Des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.
 - ✚ Les poutrelles principales reçoivent les poutrelles et reposent sur des murs ou sur des poteaux.

I.4.6. Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte deux types d'escaliers :

- Escalier à trois volées et à deux paliers intermédiaires.
- Escalier de à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.

I.4.7. Ascenseurs

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 8^{ème} étage.

I.4.8. Terrasse :

Il existe deux type de terrasse :

- Terrasse inaccessible de 9^{ème} étage
- Terrasse accessible de 8^{ème} étage

I.4.9. Acrotères :

La terrasse de 8^{ème} étage étant accessible, avant dernier niveau (8^{ème} étage) est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 100 cm.

I.4.10. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.
Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur
L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur
Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur
- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.5 classification

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de **blida** , il est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**). [1]

Il est classé aussi comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48 m, c'est le « **Groupe 2** ». [1]

I.6 les propriétés des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé [2] et tous les règlements applicables en Algérie [1] et [3].

I.7 béton I.7

I.7.1. Composition

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulat, dans les proportions convenables, de ciment, granulat et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

Nous avons utilisé une méthode pratique dite <<Méthode de DREAUX et GORISSE>> Pour obtenir un béton normal ($D=20\text{mm}$) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression = 25MPA

I.7.1.1. Ciment : Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulat entre eux.

I.7.1.2. Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm
- Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm

I.7.1.3. Eau de gâchage : elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CPA325
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

I.7.2. Résistance du béton [2]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

I.7.2.1. Résistance à la compression : désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

I.7.2.2. Résistance à la traction : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe** sur les cylindres précédents.
- Traction par fendage** en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

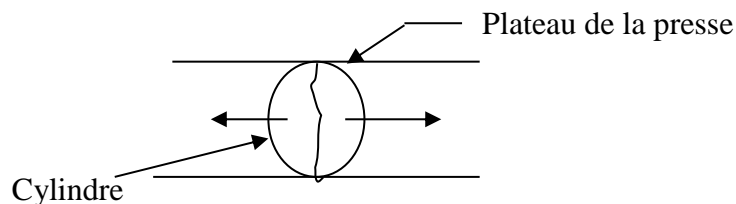


Figure I.1 : Essai Brésilien.

- Traction par flexion :** à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

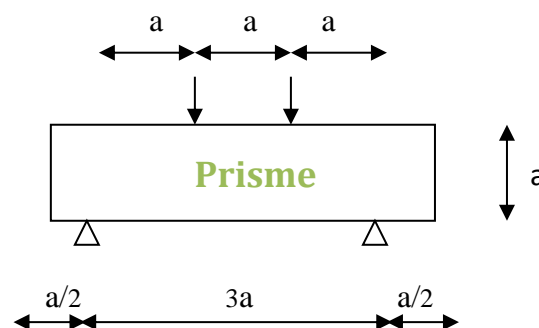


Figure I.2 : Traction par flexion.

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.7.3. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

I.7.3.1. Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

I.7.3.2. Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

I.7.4. Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

I.7.5. Contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du [2]; on distingue deux états limites.

I.7.5.1. Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

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

Avec :

- γ_b = coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles.} \end{cases}$
- f_{c28} = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

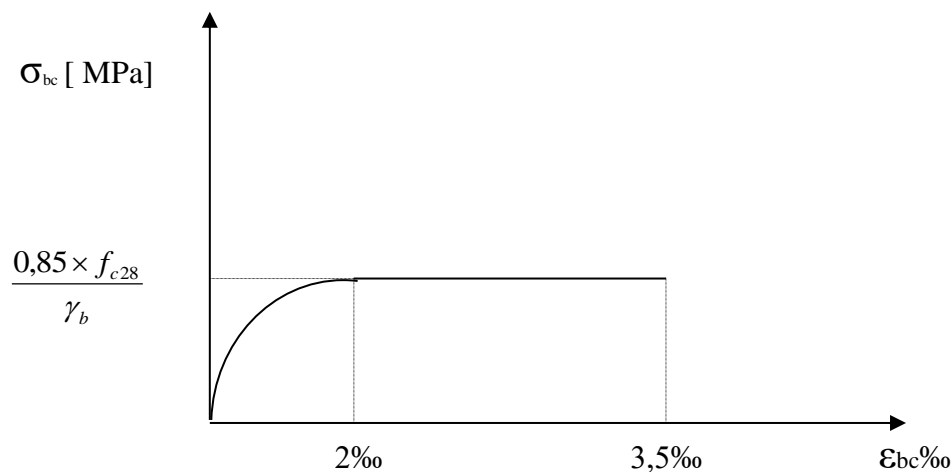


Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.

I.7.5.2. Etat limite de service « E. L. S »

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

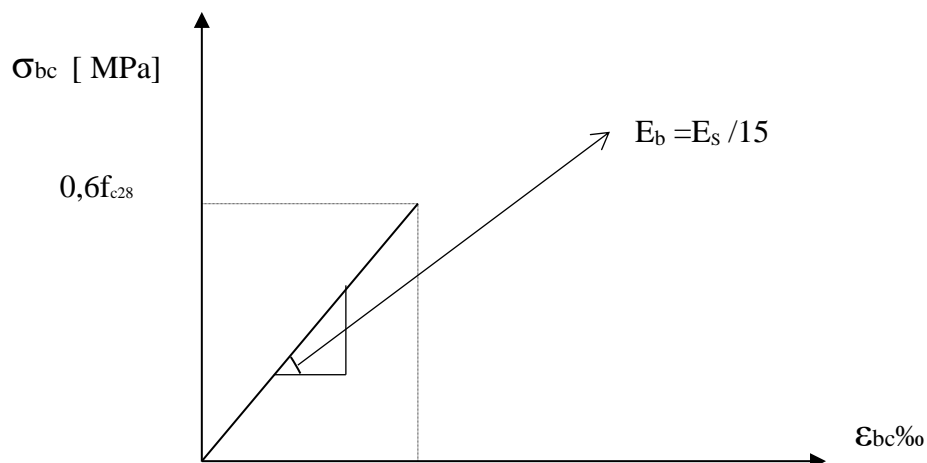


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

I.8. Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue les types d'aciers:

- les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

Avec :

♦ γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\diamond \gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

♦ rond lisse $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \quad \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \quad \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$
($f_e = 235 \text{ MPa}$)

♦ haute adhérence $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$
($f_e = 400 \text{ MPa}$)

I.8.2.2. Etat limite de service « E. L. S »

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{ 2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_t 28}) \}$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8 \min \{ 2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_t 28}) \}$

AVEC :

– η = coefficient de fissuration tel que :

$$- \eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

I.8.3. Allongement de rupture

ε_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.8.4. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5 \text{ [MPa]}$

I.8.5. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

- σ_s = contrainte de l'acier.
- γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.
- ε_s = allongement relatif de l'acier.

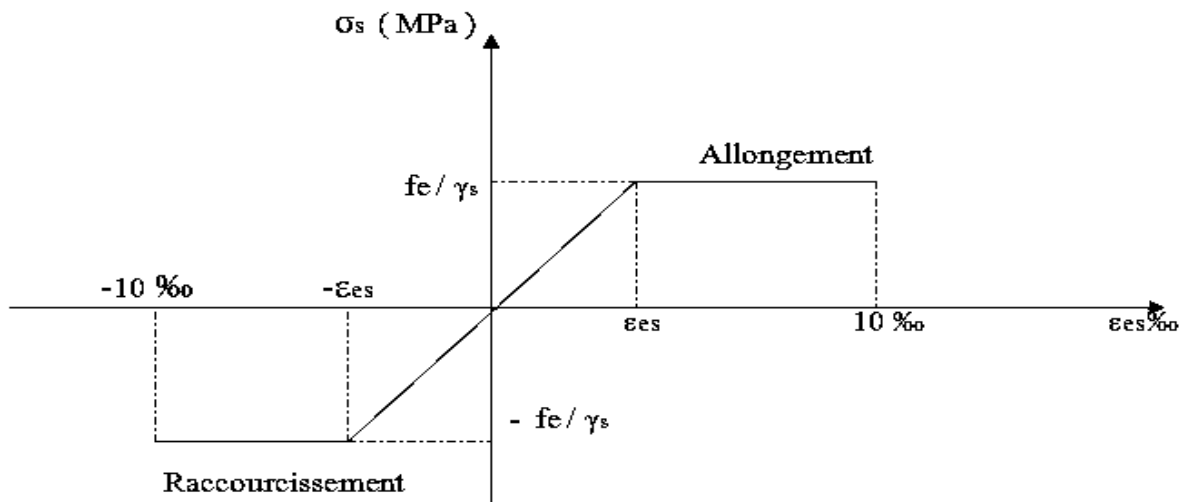


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U

I.9. Hypothèses de calcul aux états limites :

I.9.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

I.9.2. Hypothèse de calcul à l'ELS :

- Conservation des sections planes.
- Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.

- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$$n = 15$$

I.10. Conclusion

- + Ce bâtiment a une forme irrégulière de **9étages** d'une hauteur de 31,62 m
- + L'ouvrage est implanté dans **zone sismique III. [1]**
- + On utilise comme matériaux le béton et l'acier.
- + Construire un bâtiment conforme aux spécifications données, capable de résister aux différentes conditions qui l'entourent, pour réaliser pleinement ses travaux.

II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (plancher, poutres, poteaux et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur ; le pré-dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2.Pré dimensionnement des planchers

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction, ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. ils ont une épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, se sont donc des éléments minces reposant sur 2, 3 ou 4 appuis. Leurs fonctions essentielles sont:

- L'isolation acoustique et thermique entre étage.
- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer la compatibilité des déplacements.

Dans notre structure on distingue deux types de planchers :

- Plancher en dalle pleine pour le RDC, les balcons et certaine partie des planchers.
- Plancher en corps creux en partie courante.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées.

II.2.1. Plancher en corps creux

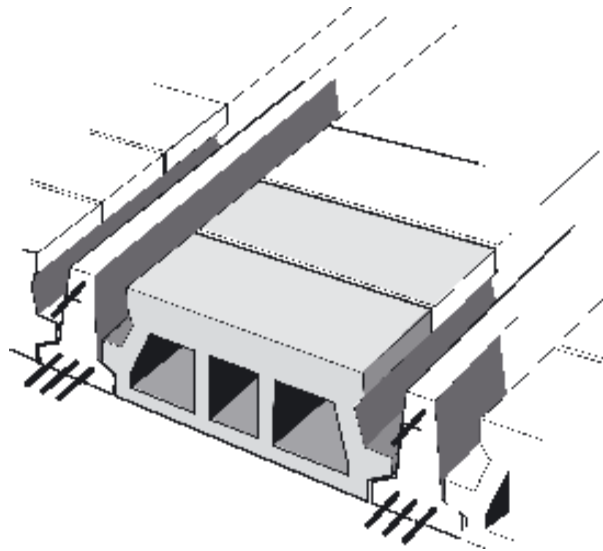


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques.

$$h_t = \left(\frac{L}{25}; \frac{L}{20} \right)$$

L : Longueur de la portée libre maximale entre nus d'appuis de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

Dans notre cas : $L = 4.30 \text{ m} = 430 \text{ cm}$

$$\frac{430}{25} \leq h_t \leq \frac{430}{20} \Rightarrow 17.2 \leq h_t \leq 21.5$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5) = 20cm.**

Avec :

- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 05 cm : hauteur de la dalle de compression.

II.2.2. Planchers à dalle pleine

Les planchers à dalle pleine sont utilisés dans les trois cas suivants :

- Des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$).
- Des grandes portées donnant une grande hauteur de corps creux et un ferrailage important aux poutrelles.
- Des formes irrégulières.

C'est le cas pour le RDC qui est exploité comme des commerces ($Q=5 \text{ kN/m}^2$) ce qui impose l'emploi du plancher en dalle pleine.

❖ Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour : **$e = 11 \text{ cm}$** .

❖ Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$
- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{l_x}{20}$

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

l_x: la plus petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$l_x = 3.80 \text{ m}$

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc : $7.6 \leq e \leq 9.5 \text{ (cm)}$.

On opte pour : **$e = 10 \text{ cm}$** .

❖ Isolation phonique :

Selon les règles [3], l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$e = \max(11; 10; 13) = 13 \text{ cm}$

On opte : **$e = 15 \text{ cm}$** .

II.2.3. Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 1,50 \text{ m}$

$$e \geq \frac{l_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur des dalles pleines de **15 cm** pour les balcons.

Dans le cas du Sous-Sol :

II.2.4. Conclusion

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 20 \text{ cm}$. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm (16+4).
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3. Evaluation des charges et surcharges [4]

II.3.1. Les charges permanentes

II.3.2. Plancher terrasse

a) En corps creux

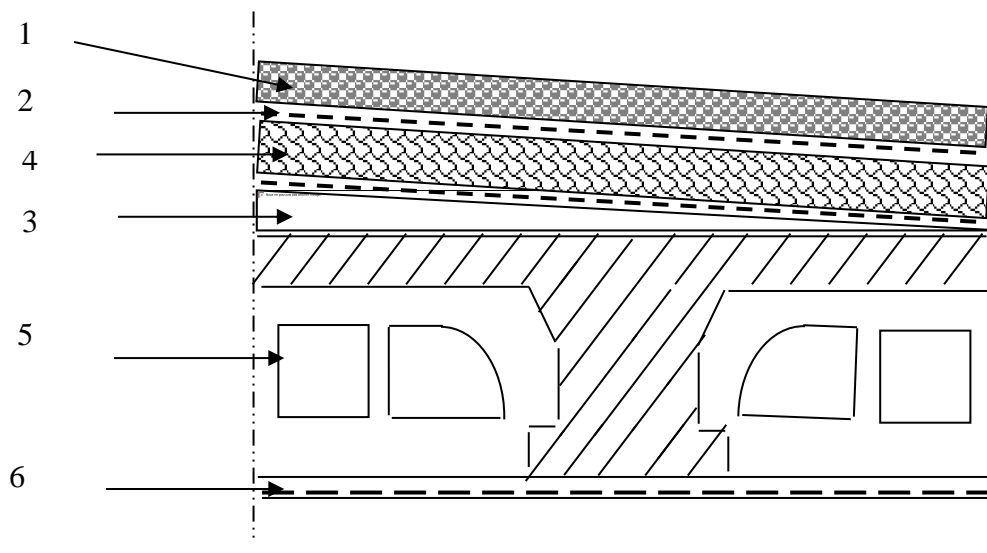


Figure II.2 : Coupe de plancher terrasse à corps creux.

Tableau II.1: La masse surfacique des matériaux de corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Protection mécanique en gravier	e = 5	17	0,85
2- Etanchéité multicouche	e = 2	/	0,12
3- Forme de pente	e = 10	22	2,2
4- Isolation thermique	e = 4	4	0,16
5- Dalle de compression + corps creux (5+16)	/	/	2,85
6- Enduit de plâtre	e = 2	10	0,2
			Σ G = 6,38

b) Dalle pleine

Tableau II.2: La masse surfacique des matériaux de dalle pleine (Balcon).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Gravillon de Protection	e = 5	17	0,90
2- Etanchéité multicouche	e = 2	/	0,12
3- Forme de pente	e = 10	22	2,2
4- Isolation thermique	e = 4	4	0,16
5- Dalle pleine	e = 15	25	3,75
6- Enduit de plâtre	e = 2	10	0,2
			Σ G = 7,33

Plancher courant

a) En corps creux

b)

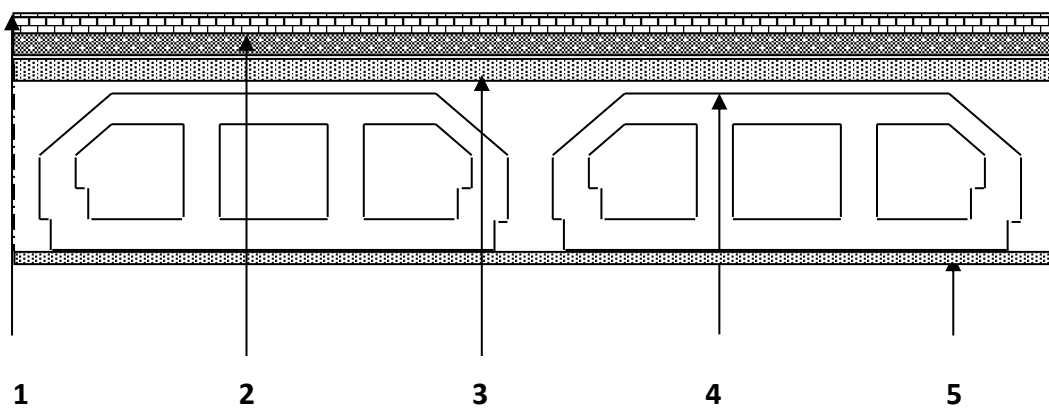


Figure II.3 : Coupe du plancher courant à corps creux.

Tableau II.3 : La masse surfacique des matériaux de corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Carrelage	e = 2	20	0,40
2- Mortier de Pose	e = 2	20	0,40
3- lit de sable	e = 3	18	0,54
4- Dalle de compression +corps creux (5+16)	/	/	2,85
5- enduit de plâtre	e = 2	10	0,20
6- cloisons légères	/	/	1,0
			∑ G = 5,39

b) Dalle pleine**Tableau II.4** : La masse surfacique des matériaux de dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Carrelage	e = 2	20	0,40
2- Mortier de Pose	e = 2	20	0,40
3- lit de sable	e = 3	18	0,54
4- dalle pleine	e = 15	25	3,75
5- enduit de plâtre	e = 2	10	0,20
6- cloisons légères	/	/	1,0
			∑ G = 6,29

II.3.3. Maçonnerie

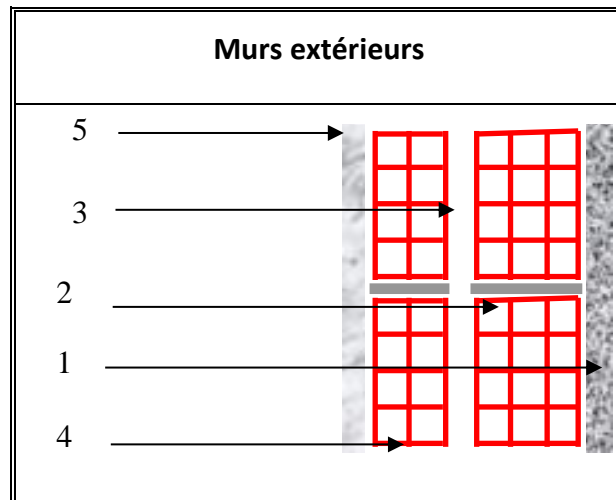


Figure II.4 : Mur extérieur à double cloison.

Tableau II.5 : La masse surfacique des matériaux de mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Enduit en ciment extérieur	e = 2	18	0,36
2- Briques creuses	e = 15	9	1,35
3- L'âme d'air	e = 5	/	/
4- Briques creuses	e = 10	9	0,90
5- Enduit en plâtre intérieur	e = 2	10	0,20
			Σ G = 2,81

II.3.4. Acrotère

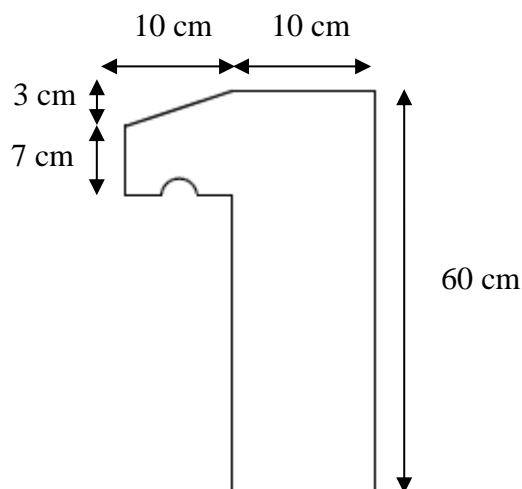


Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,07 \times 0,10) + 0,10 \times \frac{0,03}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé :

$$G_1 = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ kN/ml}$$

Le poids du revêtement :

$$G_2 = 2 \times 0,015 \times 0,6 \times 18 = 0,324 \text{ kN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,04 \text{ kN/ml}$$

II.3.5. Les charges d'exploitations

Vu la nature des planchers et leurs usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

Tableau II.6 : Les charges d'exploitations.

	Surcharge
Acrotère	1,0 kN/ml
Plancher terrasse (inaccessible)	1,0 kN/m ²
Plancher courant (habitation)	1,5 kN/m ²
Plancher RDC (commerce)	5,0 kN/m ²
Escaliers	2,5 kN/m ²
Balcon	3,5 kN/m ²
Garages et parcs de stationnement de voitures légères.	2,5 kN/m ²

II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur prédimensionnement s'effectue par des formules données par les [2], les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien [1] ;

Les étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

A) Selon les règles [2]

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre

B) Selon [1] pour la zone III

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

I.1.Exemple de calcul

I.2.Poutre principales : $L_{\max} = 5,75$ m

- Selon [2]

$$38,33 \leq h \leq 57,5 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

- Vérification selon [1] pour la zone III

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le [1] sont vérifiées.}$$

I.3.Poutre secondaires : $L_{\max} = 4,30$ m

- Selon [2]

$$28,66 \leq h \leq 43 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

- **Vérification selon [1]**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le [1] sont vérifiées.}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Choix final des sections des poutres.

Section des poutres	Choix final des sections
Poutres principales	30*45
Poutres secondaires	30*40

II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Principe

- Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.
- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

I.1. Étapes de pré-dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Vérifier la section à l'ELS.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par les « [1] ».
- Vérification de critère de résistance.

I.2. Loi de dégression

Il est très rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, donc pour éviter un surdimensionnement des poteaux on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad \text{Donnée par le [4]}$$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

I.3. Dimensionnement des poteaux

a) Etat limite de service

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad [2]$$

Avec :

- N_{ser} : effort normal pondéré à ELS tel que : $N_{ser} = G + Q$
- B : section de béton du poteau
- n : coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- A_s : section des armatures ($A_s = 1\% B$),
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_S} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b) Le minimum requis par [1]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
- $A_{S \text{ min}} = 0,9\% B$

Avec:

- b, h : dimensions de la section, dans notre cas ($b = h = a$).
- h_e : la hauteur de l'étage.

c) Etat limite ultime

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (1) \quad [2]$$

Avec :

- * γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.
- * γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.
- * N_u : effort normal ultime = $1,35 (G + G_{\text{poteau}}) + 1,5 Q$
 - G_{poteau} : poids propre du poteau pré-dimensionné.
 - G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.
 - Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.
- * α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle ($\alpha = f(\lambda)$)

- λ : L'élancement d'EULER du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f=0,7L_0=0,7h_e$
- L_f : longueur de flambement.
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

* I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

* B : aire total de la section du poteau.

* A_s : section d'acier minimale.

* f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28}= 25$ MPa)

* f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400$ MPa)

* B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

- Poteaux rectangulaire $B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$ [cm²]

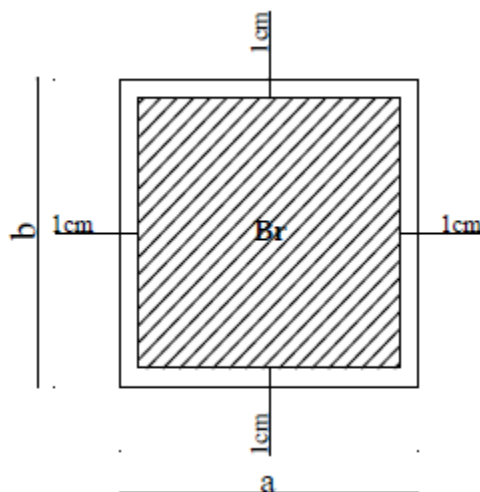


Figure II.6 : Section réduite du béton (poteau carré).

❖ Selon le « [2] »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

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

Pour les poteaux, il est préférable de prendre : $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0,66 N_u$$

Avec : $[B_r] = [m^2]$ $[N_u] = [MN]$

I.4. Calcul des poteaux

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.

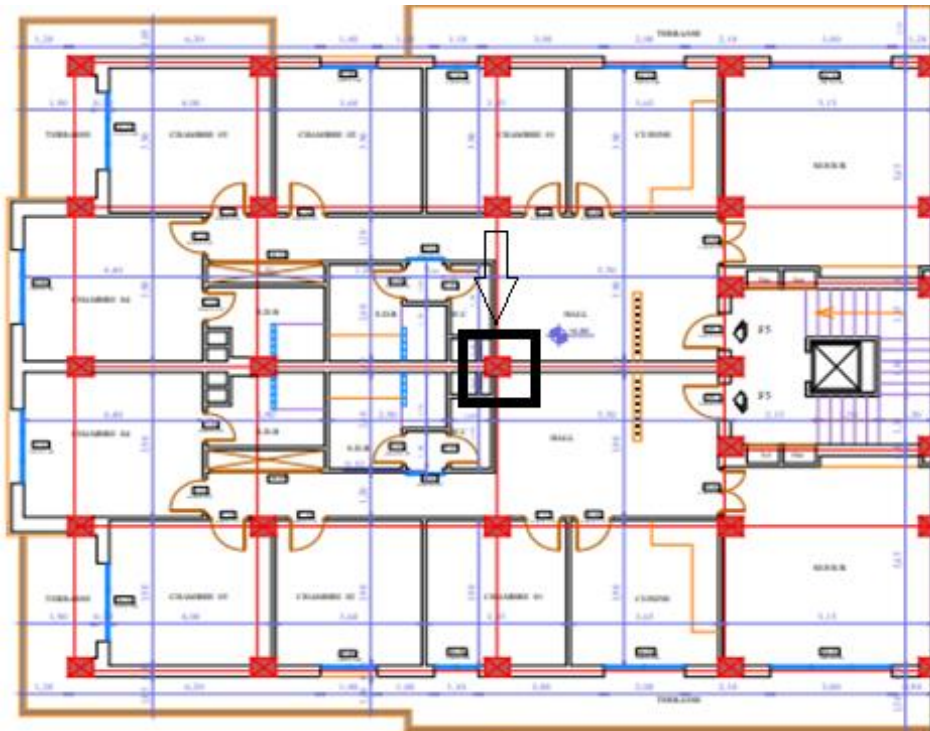


Figure II.7 : Vue en plan « Types de Poteaux »

I.4.1. Poteau central**a) Surface reprise**

$$- S = 24,72 \text{ m}^2$$

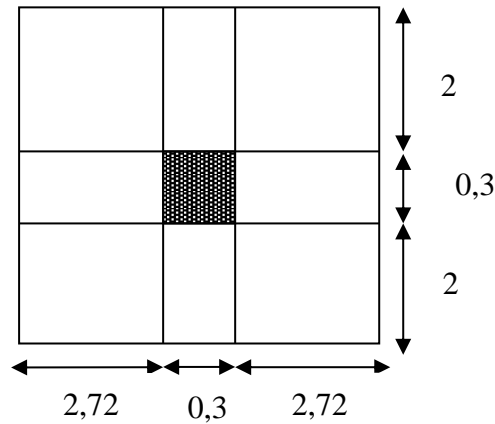


Figure II.8 : Représentation de la surface reprise par le poteau central.

b) Calcul des différents poids

- **Poids des poutres**

- Poids des poutres principales : $0,3 \times 0,45 \times 5,44 \times 25 = 18,36 \text{ KN}$.
- Poids des poutres secondaires : $0,30 \times 0,40 \times 4,0 \times 25 = 12,00 \text{ KN}$.

- **Poids de poteaux**

- Poids de poteau RDC : $4,08 \times 25 \times (0,3)^2 = 9,18 \text{ KN}$.
- Poids de poteau des étages courants : $3,06 \times 25 \times (0,3)^2 = 6,88 \text{ KN}$.
- Poids de poteau de l'étage S.S : $2,80 \times 25 \times (0,3)^2 = 6,3 \text{ KN}$.

c) Détermination des charges

- **Surcharge d'exploitation [4]**

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

Tableau II.8 : Dégression des surcharges pour le poteau central.

Niveau Des Planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (kN/m ²)	Q = $\Sigma \times S$ (kN)
N1	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1,00	24,72
N2	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0 + Q_1$	2,50	61,66
N3	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,85	91,21
N4	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05	124,45
N5	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10	150,31
N6	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7	172,48
N7	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	7,75	190,95
N8	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	8,5	209,34
N9	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	9,24	227,74
N _{RDC}	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	10	303,55
N _{S-SOL}	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	10,75	336,90

➤ Charge permanente :

Tableau II.9 : Descente de charge pour poteau central.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
9 ^{eme}	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	157,13 30,36 06,88 = 194,41
8 ^{eme}	N2	N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	194,41 132,75 32,36 06,88 = 366,36
7 ^{eme}	N3	N2 g Total	366,36 170,00 = 536,36
6 ^{eme}	N4	N3 g Total	536,36 170,00 = 706,36
5 ^{eme}	N5	N4 g Total	706,36 170,00 = 876,36
4 ^{eme}	N6	N5 g Total	876,36 170,00 = 1046,36
3 ^{eme}	N7	N6 g Total	1046,36 170,00 = 1216,36
2 ^{eme}	N8	N7 g Total	1216,36 170,00 = 1386,36
1 ^{eme}	N9	N8 g Total	1386,36 170,00 = 1556,36
RDC	N10	N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC G Total	1556,36 154,92 030,36 9,18 194,46 = 1750,82
Sous-sol	N11	N11 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.S G Total	2750,82 154,92 30,36 06,30 191,58 = 1942,40

d) Choix des sections des poteaux centraux :

➤ Etat limite de service

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau II.10: Choix des sections des poteaux centraux.

Poteau	Etage	G (KN)	Q (KN)	Nser (KN)	RPA (cm ²)	Le choix (cm ²)	σ_{ser} (Mpa)	Observation
Central	9	194,41	24,72	219,13	30*30	30*30	02,07	ok
	8	366,36	61,66	428,02	30*30	30*30	04,13	ok
	7	536,36	91,21	672,57	30*30	30*30	06,49	ok
	6	706,36	124,45	830,81	30*30	30*30	08,02	ok
	5	876,36	150,31	1026,67	30*30	30*30	09,91	ok
	4	1046,36	172,48	1218,84	30*30	30*30	11,77	ok
	3	1216,36	190,95	1406,70	30*30	30*30	13,59	ok
	2	1386,36	209,34	1595,70	30*30	30*30	15,41	Non vérifiée
	1	1556,36	227,74	1784,1	30*30	30*30	17,23	Non vérifiée
	RDC	1750,82	303,55	2054,37	30*30	30*30	19,84	Non vérifiée
	Sous-sol	1942,40	336,90	2279,30	30*30	30*30	22,02	Non vérifiée

Tableau II.11: Choix des sections des poteaux centraux après la correction.

Poteau	Etage	G (KN)	Q (KN)	Nser (KN)	RPA (cm ²)	Le choix (cm ²)	σ_{ser} (Mpa)	Observation
Central	9	194,41	24,72	219,13	30*30	30*30	02,07	ok
	8	366,36	61,66	428,02	30*30	30*30	04,13	ok
	7	536,36	91,21	672,57	30*30	30*30	06,49	ok
	6	706,36	124,45	830,81	30*30	30*30	08,02	ok
	5	876,36	150,31	1026,67	30*30	30*30	09,91	ok
	4	1046,36	172,48	1218,84	30*30	30*30	11,77	ok
	3	1216,36	190,95	1406,70	30*30	30*30	13,59	ok
	2	1386,36	209,34	1595,70	30*30	35*35	11,32	ok
	1	1556,36	227,74	1784,1	30*30	35*35	12,66	ok
	RDC	1750,82	303,55	2054,37	30*30	40*40	11,16	ok
	Sous-sol	1942,40	336,90	2279,30	30*30	30*30	12,38	ok

➤ Etat limite ultime

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0,66 N_u$$

Tableau II.12 : Choix des sections des poteaux centraux.

Poteau	Etage	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)	Br(cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)
Central	9	194,41	24,72	0299,5335	197,69211	14,080302	30*30
	8	366,36	61,66	0587,0760	387,47000	19,704257	30*30
	7	536,36	91,21	0860,9010	568,19466	23,856834	30*30
	6	706,36	124,45	1140,2610	752,57226	27,453050	30*30
	5	876,36	150,31	1408,5510	929,64366	30,510058	30*30
	4	1046,36	172,48	1671,306	1103,06196	33,232337	30*30
	3	1216,36	190,95	1928,5110	1272,81726	35,696564	30*30
	2	1386,36	209,34	2185,5960	1442,49336	38,000174	30*30
	1	1556,36	227,74	2442,6960	1612,17936	40,171953	30*30
	RDC	1750,82	303,55	2818,9320	1860,49512	43,153457	30*30
Sous-sol	1942,40	336,90	3127,5900	2064,2094	45,453571	30*30	

e) Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II.13 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.

Poteau	Etage	Nu(KN)	B (cm ²)	Nu/B (Mpa)	f _{bc} (Mpa)	Observation
Central	9	299,5335	900	3,32	14,2	ok
	8	587,0760	900	6,52	14,2	ok
	7	860,9010	900	9,74	14,2	ok
	6	1140,2610	900	12,66	14,2	ok
	5	1408,5510	930,863639	15,13	14,2	Non vérifiée
	4	1671,3060	1104,38822	15,13	14,2	Non vérifiée
	3	1928,5110	1274,244681	15,13	14,2	Non vérifiée
	2	2185,5960	1444,013224	15,13	14,2	Non vérifiée
	1	2442,6960	1613,785808	15,13	14,2	Non vérifiée
	RDC	2818,9320	1862,220851	15,13	14,2	Non vérifiée
	Sous-sol	3127,5900	2066,027117	15,13	14,2	Non vérifiée

La condition de résistance n'est pas vérifiée pour certains étages, donc il faut corriger les sections des poteaux.

Tableau II.14 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux après la correction.

Poteau	Etage	Nu(KN)	Br(cm ²)	B (cm ²)	Nu/B (Mpa)	fbc (Mpa)	Observation
Central	09	299,5335	198	30*30	3,32	14,2	ok
	08	587,0760	387	30*30	6,52	14,2	ok
	07	860,9010	568	30*30	9,56	14,2	ok
	06	1140,2610	753	30*30	12,67	14,2	ok
	05	1408,5510	923	35*35	11,49	14,2	ok
	04	1671,3060	1103	35*35	13,97	14,2	ok
	03	1928,5110	1273	40*40	12,05	14,2	ok
	02	2185,5960	1442	40*40	13,45	14,2	ok
	01	2442,6960	1612	45*45	12,06	14,2	ok
	RDC	2818,9320	1860	45*45	13,92	14,2	ok
Sous-sol	3127,5900	2064	50*50	12,51	14,2	ok	

Poteau de rive :

a) Surface reprise

- $S_{\text{plancher}} = 10,08 \text{ m}^2$
- $S_{\text{balcon}} = 6,51 \text{ m}^2$
- $S_{\text{Tot}} = 16,59 \text{ m}^2$

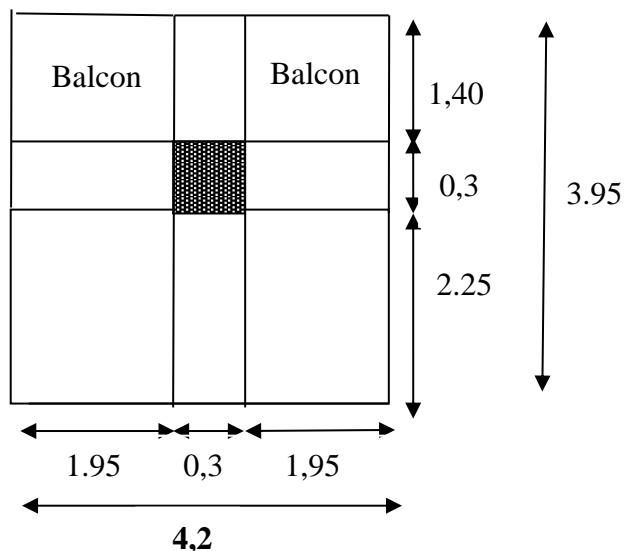


Figure II.9 : Représentation de la surface reprise par le poteau de rive.

b) Calcul des différents poids

▪ **Poids des poutres**

- Poids des poutres principales : $0,30 \times 0,45 \times 3,95 \times 25 = 13,33 \text{ kN}$
- Poids des poutres secondaires : $0,30 \times 0,40 \times 4,2 \times 25 = 12,60 \text{ kN}$

▪ **Poids de poteaux**

- Poids de poteau RDC : $4,08 \times 25 \times (0,3)^2 = 9,18 \text{ kN}$
- Poids de poteau des étages courants : $3,06 \times 25 \times (0,3)^2 = 6,88 \text{ kN}$
- Poids de poteau de l'étage S.S : $2,80 \times 25 \times (0,3)^2 = 6,30 \text{ kN}$

▪ **Poids de l'acrotère**

- $2,04 \times 4,2 = 8,56 \text{ kN}$

▪ **Poids de mur extérieur**

- Etage Courant : $2,81 \times (4,2-0,3) \times (3,06-0,4) = 29,15 \text{ kN}$
- RDC : $2,81 \times (4,2-0,3) \times (4,08-0,4) = 40,32 \text{ kN}$
- SS : $2,81 \times (4,2-0,3) \times (2,8-0,4) = 26,30 \text{ kN}$

c) Détermination des charges

➤ **Surcharge d'exploitation [4]**

Tableau II.15 : Dégression des surcharges pour le poteau de rive.

Niveau Des Planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Q cumulée (kN)
N1	Q ₀	$\Sigma_0 = Q_0 \times S_{tot}$	16,59
N2	Q ₁	$\Sigma_1 = Q_0 \times S_{tot} + Q_1 \times S_{pl} + Q_{balc} \times S_{balc}$	53,08
N3	Q ₂	$\Sigma_2 = Q_0 \times S_{tot} + 0,95 [(Q_1 + Q_2) \times S_{pl} + 2(Q_{balc} \times S_{balc})]$	73,85
N4	Q ₃	$\Sigma_3 = Q_0 \times S_{tot} + 0,90 [(Q_1 + Q_2 + Q_3) \times S_{pl} + 3(Q_{balc} \times S_{balc})]$	115,11
N5	Q ₄	$\Sigma_4 = Q_0 \times S_{tot} + 0,85 [(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \times S_{pl} + 4(Q_{balc} \times S_{balc})]$	140,65
N6	Q ₅	$\Sigma_5 = Q_0 \times S_{tot} + 0,80 [(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5) \times S_{pl} + 5(Q_{balc} \times S_{balc})]$	162,55
N7	Q ₆	$\Sigma_6 = Q_0 \times S_{tot} + 0,75 [(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6) \times S_{pl} + 6(Q_{balc} \times S_{balc})]$	180,79
N8	Q ₇	$\Sigma_7 = Q_0 \times S_{tot} + 0,714 [(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7) \times S_{pl} + 7(Q_{balc} \times S_{balc})]$	198,96
NRDC	Q ₈	$\Sigma_8 = Q_0 \times S_{tot} + 0,687 [(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8) \times S_{pl} + 8(Q_{balc} \times S_{balc})]$	217,13
NSOUS-SOL	Q ₉	$\Sigma_9 = Q_0 \times S_{tot} + 0,666 [(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9) \times S_{pl} + 9(Q_{balc} \times S_{balc})]$	235,31

➤ Charge permanente

Tableau II.16 : Descente de charge pour poteau de rive.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
8 ^{eme}	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids de l'acrotère Total	105,84 25,93 6,88 8,56 = 147,21
7 ^{eme}	N2	N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids du balcon et de mur extérieur d'étage courant Total	147,21 54,16 25,93 6,88 67,64 = 301,82
6 ^{eme}	N3	N2 g Total	301,82 154,61 = 456,43
5 ^{eme}	N4	N3 g Total	456,43 154,61 = 611,04
4 ^{eme}	N5	N4 g Total	611,04 154,61 = 765,65
3 ^{eme}	N6	N5 g Total	765,65 154,61 = 920,26
2 ^{eme}	N7	N6 g Total	920,26 154,61 = 1074,87
1 ^{eme}	N8	N7 g Total	1074,87 154,61 = 1229,48
RDC	N9	N8 Total	1229,48 54,16 25,93 9,18 78,81 168,08 = 1397,56
Sous-sol	N10	N10 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage SS Poids du balcon et de mur extérieur d'étage SS Total	1397,56 4,16 25,93 6,30 64,79 151,18 = 1548,74

d) Choix des sections des poteaux de rives :

➤ Etat limite de service

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau II.17 : Choix des sections des poteaux de rives.

Poteau	Etage	G (KN)	Q (KN)	Nser (KN)	RPA (cm ²)	Le choix (cm ²)	σ_{ser} (Mpa)	Observation
Rive	8	147,21	16,59	163,80	30*30	30*30	1,58	ok
	7	301,82	53,08	354,90	30*30	30*30	3,42	ok
	6	456,43	73,85	530,28	30*30	30*30	5,12	ok
	5	611,04	115,11	726,15	30*30	30*30	7,01	ok
	4	765,65	140,65	906,30	30*30	30*30	8,75	ok
	3	920,26	162,44	1082,70	30*30	30*30	10,46	ok
	2	1074,87	180,79	1255,66	30*30	30*30	12,13	ok
	1	1229,48	198,96	1428,44	30*30	30*30	13,80	ok
	RDC	1384,09	217,13	1601,22	30*30	30*30	15,47	Non vérifiée
	Sous-sol	1492,35	235,31	1727,66	30*30	30*30	16,69	Non vérifiée

Tableau II.18 : Choix des sections des poteaux de rives après correction.

Poteau	Etage	G (KN)	Q (KN)	Nser (KN)	RPA (cm ²)	Le choix (cm ²)	σ_{ser} (Mpa)	Observation
Rive	8	147,21	16,59	163,80	30*30	30*30	1,58	ok
	7	301,82	53,08	354,90	30*30	30*30	3,42	ok
	6	456,43	73,85	530,28	30*30	30*30	5,12	ok
	5	611,04	115,11	726,15	30*30	30*30	7,01	ok
	4	765,65	140,65	906,30	30*30	30*30	8,75	ok
	3	920,26	162,44	1082,70	30*30	30*30	10,46	ok
	2	1074,87	180,79	1255,66	30*30	30*30	12,13	ok
	1	1229,48	198,96	1428,44	30*30	30*30	13,80	ok
	RDC	1384,09	217,13	1601,22	30*30	35*35	11,36	ok
	Sous-sol	1492,35	235,31	1727,66	30*30	35*35	12,26	ok

➤ Etat limite ultime :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0,66 N_u$$

Tableau II.19 : Choix des sections des poteaux de rives.

Poteau	Etage	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)
Rive	8	147,21	16,59	223,61	147,58	12,1682	30*30
	7	301,82	53,08	487,07	321,46	17,9493	30*30
	6	456,43	73,85	726,95	479,78	21,9238	30*30
	5	611,04	115,11	997,56	658,38	25,6789	30*30
	4	765,65	140,65	1244,60	821,43	28,6806	30*30
	3	920,26	162,44	1486,01	980,76	31,3370	30*30
	2	1074,87	180,79	1722,25	1136,68	33,7346	30*30
	1	1229,48	198,96	1958,23	1292,43	35,9703	30*30
	RDC	1384,09	217,13	2194,21	1448,17	38,0748	30*30
	Sous-sol	1492,35	235,31	2367,63	1562,63	39,5501	30*30

e) Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II.20 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.

Poteau	Etage	Nu (KN)	B (cm ²)	Nu/B (Mpa)	f _{bc} (Mpa)	Observation
Rive	8	223,61	900	2,48	14,2	ok
	7	487,07	900	5,41	14,2	ok
	6	726,95	900	8,07	14,2	ok
	5	997,56	900	11,08	14,2	ok
	4	1244,60	900	12,02	14,2	ok
	3	1486,01	1007,0848	15,15	14,2	Non vérifiée
	2	1722,25	1138,0233	15,15	14,2	Non vérifiée
	1	1958,23	1293,8624	15,15	14,2	Non vérifiée
	RDC	2194,21	1449,6903	15,15	14,2	Non vérifiée
	Sous-sol	2367,63	1564,2104	15,15	14,2	Non vérifiée

La condition de résistance n'est pas vérifiée pour certains étages, donc il faut corriger les sections des poteaux

Tableau II.21 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rives après la correction.

Poteau	Etage	Nu (KN)	B (cm ²)	B (cm ²)	Nu/B (Mpa)	f _{bc} (Mpa)	Observation
Rive	8	223,61	900	30*30	2,48	14,2	ok
	7	487,07	900	30*30	5,41	14,2	ok
	6	726,95	900	30*30	8,07	14,2	ok
	5	997,56	900	30*30	11,08	14,2	ok
	4	1244,60	900	30*30	12,02	14,2	ok
	3	1486,01	1010	35*35	12,13	14,2	ok
	2	1722,25	1150	35*35	14,05	14,2	ok
	1	1958,23	1300	40*40	12,23	14,2	ok
	RDC	2194,21	1450	40*40	13,71	14,2	ok
	Sous-sol	2367,63	1570	45*45	11,69	14,2	ok

II.4.3. Pré-dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment à condition $L \geq 4a$, avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leurs pré-dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du [1].

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 aux extrémités.

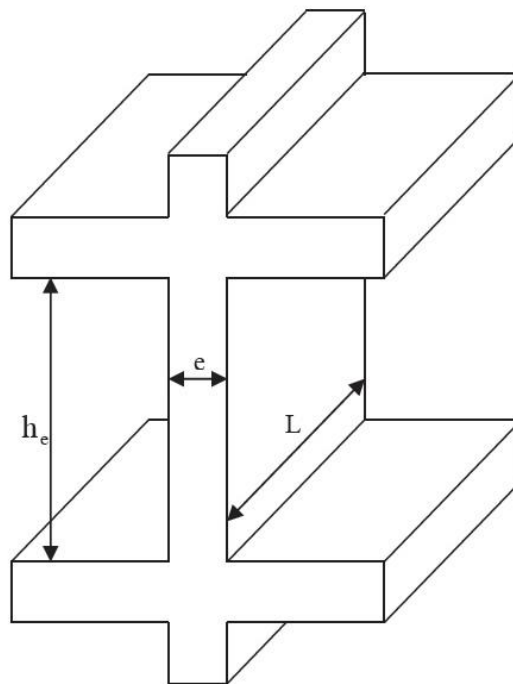


Figure II.10 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e / 20 \right\} \quad [1]$$

Avec:

- h_e : Hauteur d'étage.
- a_{\min} : Epaisseur de voile
- Pour le RDC : $h_e = 4.08$ m

$$h_e = (4,08 - 0,40) = 3,68 \text{ m}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 18,4\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 18,4 \text{ cm}$$

- Pour l'étage courant : $h_e = 3.06$ m

$$h_e = (3,06 - 0,40) = 2,66 \text{ m}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 13,3\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte pour les voiles une épaisseur : $a = 20$ cm

B (cm²)
30*30
30*30
30*30
30*30
35*35
35*35
40*40
40*40
45*45
45*45
50*50

II.4.4. Conclusion

❖ Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

Type de planchers	L'épaisseur (cm)
Corps creux	16+5
Dalle pleine	15

❖ Pour le pré dimensionnement des poutres :

Section des poutres	Choix final des sections
Poutres principales	30×45
Poutres secondaires	30×40

❖ Pour le pré dimensionnement des poteaux :

Niveaux	Section poteau central	Section poteau de rive	Choix final des sections
9 ^{eme} étage	30*30	--	30*30
8 ^{eme} étage	30*30	30*30	30*30
7 ^{eme} étage	30*30	30*30	30*30
6 ^{eme} étage	30*30	30*30	30*30
5 ^{eme} étage	35*35	30*30	35*35
4 ^{eme} étage	35*35	30*30	35*35
3 ^{eme} étage	40*40	35*35	40*40
2 ^{eme} étage	40*40	35*35	40*40
1 ^{eme} étage	45*45	40*40	45*45
RDC	45*45	40*40	45*45
Sous-sol	50*50	45*45	50*50

Tableau II.22 : Choix final des sections des poteaux

❖ Pour le pré dimensionnement des voiles :

On adopte pour les voiles une épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$.

III.1. Etude de l'acrotère

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la chaussée du vent d'où il forme un écran.

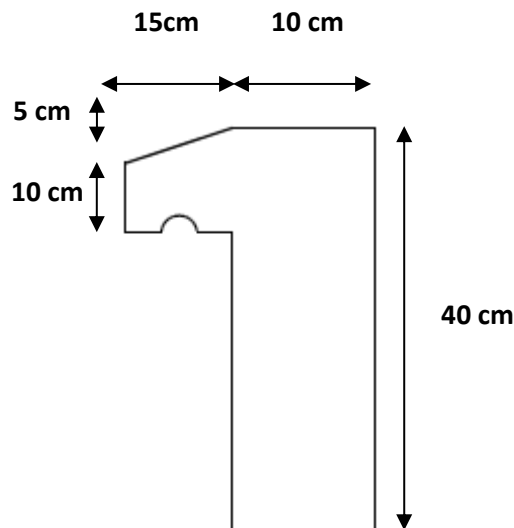


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = 0,0585 \text{ m}^2$$

III.1.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

- **Verticales :**

$$S = 0,0585 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé :

$$G_1 = 25 \times 0,0585 = 1,4625 \text{ kN/ml}$$

Le poids du revêtement :

$$G_2 = 2 \times 0,015 \times 0,4 \times 18 = 0,216 \text{ kN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 1,6785 \text{ kN/ml}$$

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (kn/ml)	Enduit ciment (kn/ml)	G total (kn/ml)	Q (kn/ml)
40	10	0,0585	1,4625	0,216	1,7	1

- **Horizontales :** (dues au séisme)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale **F_p** due au séisme

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

A : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (TAB.6.1 du RPA99).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.

- Zone **Ila** .

$$A=0.15$$

$$C_p=0.8$$

$$W_p=1,7$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7 = 0.816 \text{ KN}$$

Remarque : La section de calcul en flexion composée sera de (100 x 10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.1.3. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de pression :

Les coordonnées du centre
suit :

$$x_c = \frac{\sum(A_i \times x_i)}{\sum A_i} \quad y_c = \frac{\sum(A_i \times y_i)}{\sum A_i}$$

de pression sont données comme

Avec : $\sum A_i = S$

$$x_c = 0.063 \text{ m}$$

$$y_c = 0.275 \text{ m}$$

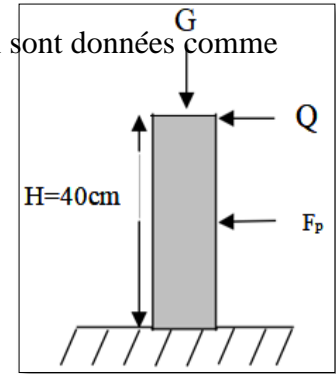


Figure III.2 : Les sollicitations sur l'acrotère

Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 1.7 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow N_Q = 0 \text{ KNM} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.4 = 0.4 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 0.816 \text{ KNN} \Rightarrow N_{Fp} = 0 \text{ KNM} \Rightarrow M_{Fp} = F_p \times y_c = 0.816 \times 0.275 = 0.225 \text{ KN.m}$$

Remarque : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.1. Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	RPA99/2003	ELU	ELS
		G + Q + Fp	1.35G + 1.5Q
N (KN)	1.7	2.3	1.7
M (KN.m)	0.625	0.625	0.4

III.1.3.1. Calcul de l'excentricité :

- L'excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M u}{N u} = \frac{0.625}{2.3} = 27.17 \text{ cm}$$

- L'excentricité additionnelle :

$$e_2 = e_1 + e_a \quad \text{Tel que : } e_a : \text{Excentricité additionnelle.}$$

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{l}{250} \right] = \max(2, 0.2) \text{ cm} = 2 \text{ cm}$$

- L'excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_2) du second ordre due à la déformation.

$$l_f = 2l = 1,2 \text{ m} ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0.39 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2 \times 40)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 10} = 0.39$$

D'où : $e_o = e_1 + e_a + e_2 = 29.56 \text{ cm}$

L'enrobage $C = C' = 2 \text{ cm}$; L'épaisseur $h_o = 10 \text{ cm}$; $d = 7 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = 0.2956 \text{ m} \\ \frac{h_o}{2} - C' = 0.03 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{La section partiellement comprimé}$$

Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :

E.L.U :

$$e_{uA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.3156 \text{ m}$$

$$M_{ug} = N_u e_{uA} = 0.726 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 0.235 \text{ m}$$

$$e_{sA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.255 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_s e_{sA} = 0.44 \text{ KN.m}$$

III.1.4. Calcul de ferrailage :

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{ug} + N_u \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0,78 \text{KN.m}$

$$M_{uA} = 0.726 + 2.3 \left(0.07 - \frac{0.1}{2} \right) = 0,78 \text{KN.m}$$

M_{ug} ET N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : > $\mu \leq \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » > $\mu \geq \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = 0.0112$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0.014$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y = 0.0009 \text{m}$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0.4\alpha)$	$Z_b = 0.069 \text{m}$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{uA} / Z_b f_{su}$	$A_u = 0.324 \text{cm}^2$
	$A_{st} = A_u - (M_{uA} / f_{su})$	$A_{st} = 0.26 \text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 0.84 \text{cm}^2$
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
$A_{st} < A_{min}$ On adopte : $A_{st} = 4\text{HA6} = 1.13 \text{cm}^2 / \text{ml}$		
$4\text{T6} \Rightarrow A_{st} = 1.13 \text{cm}^2$		
Les armatures de répartition	$A_R = A_{st} / 4$	0.2825cm^2
$4\text{T6} \Rightarrow A_r = 1.13 \text{cm}^2 / \text{ml}$		

Vérification à L'ELS

Vérification de l'effort tranchant : L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).
 $V_u = F_p + Q = 1.816 \text{ KN} ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0.0259 \text{ MPA}$
Contrainte tangente limite	$\bar{\tau} = \text{Min}(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA})$	2.50 MPA
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min}(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA})$	0.0259 < 2.5 Condition vérifiée

Espacement	Armatures principales	$S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
	Armatures de répartition	$S_t \leq \frac{40}{4} = 10 \text{ cm}$

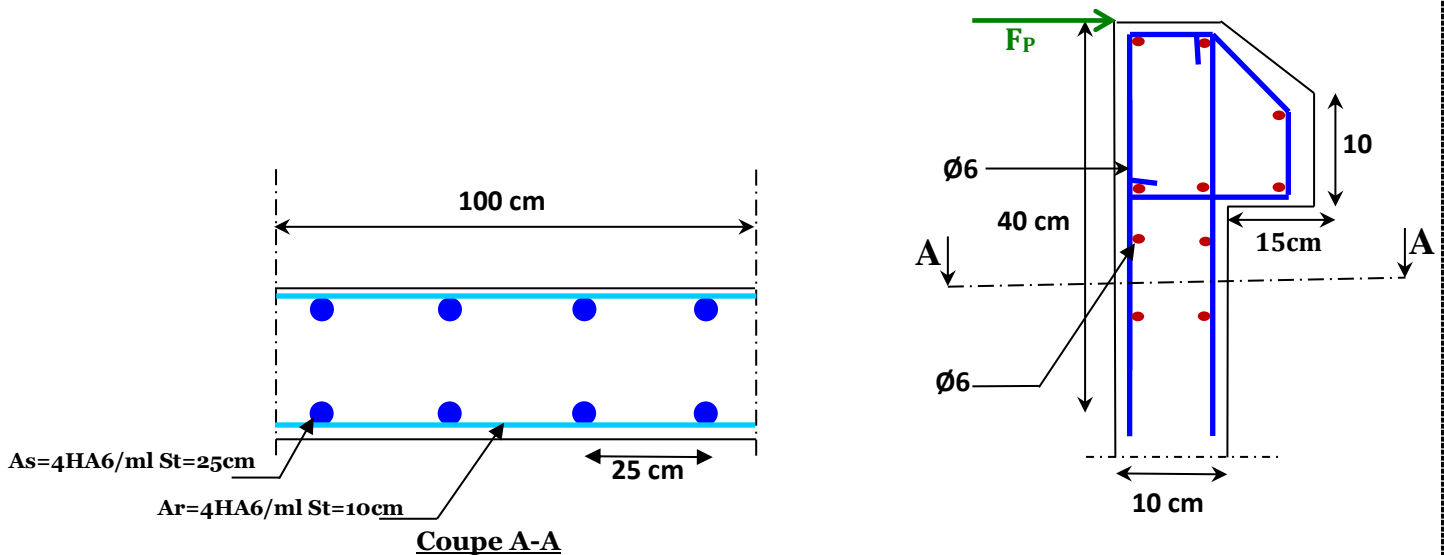


Figure III.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Escaliers :

III.2.1.Introduction

. Un escalier se compose d'un certains nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier

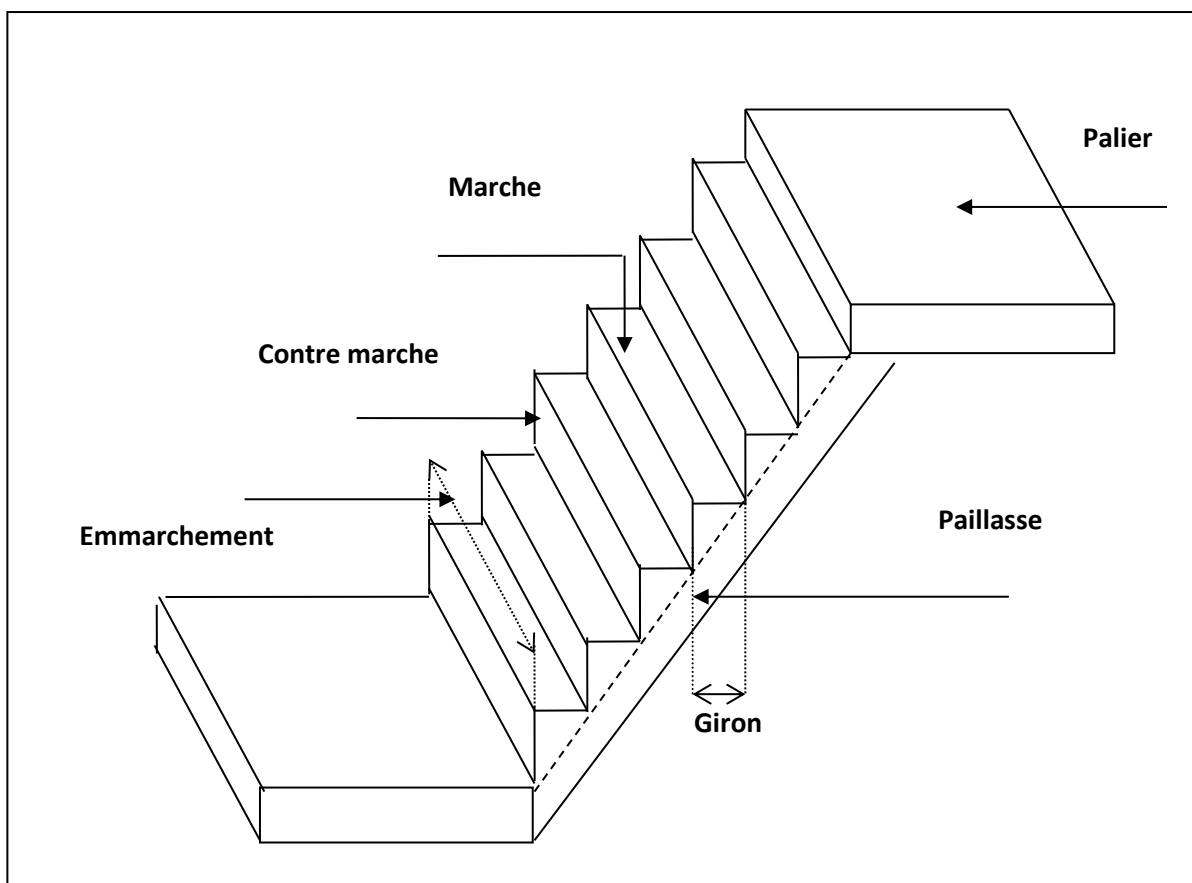


Figure III.4: schéma d'un escalier

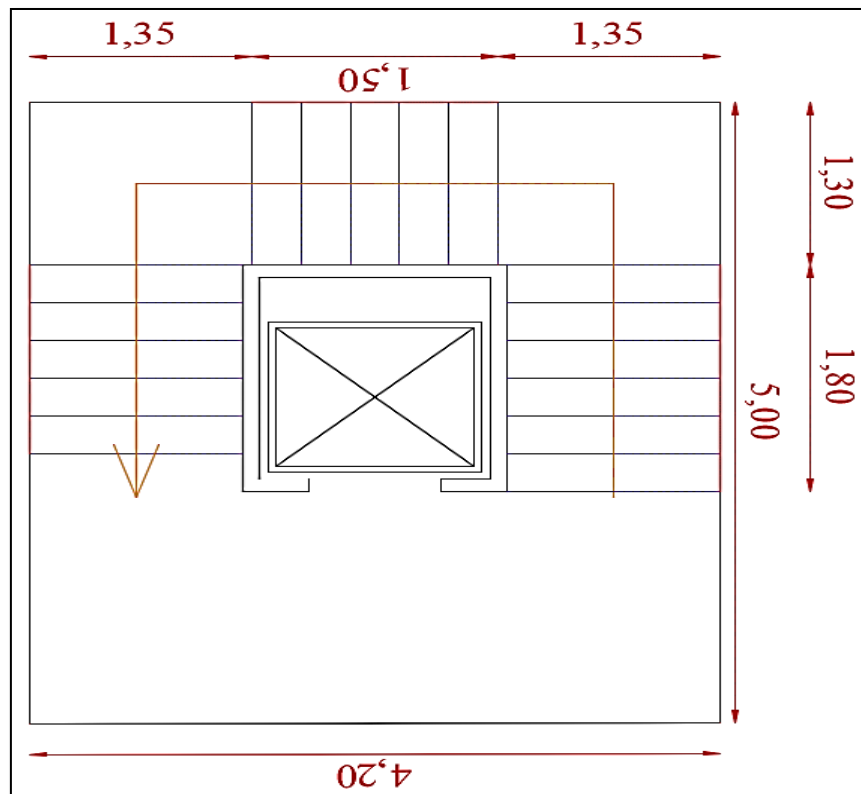


Figure III.5: Vue en plan des escaliers

III.2.2. Etudes des escaliers à trois volées avec palier intermédiaire :

hauteur du rez-de-chaussée est de : 4,08 m

hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

n-1 : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

<p>hauteur du rez-de-chaussée est de : 4,08 m Etude des escaliers du type1 (à trois volées)</p>	<p>hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m Etude des escaliers du type2 (à 2 volées)</p>
<p>Donc $n_2 = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$ contremarches (8 contremarches par volée). $n-1 = 7$ (nombre de marches)</p> <p>D'autre part : $(n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{7}$ $\Rightarrow g = 30\text{cm.}$</p> <p>D'après la formule de Blondel, on a : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm.}$ $2 \times 17+30 = 64 \text{ cm}$ et que $59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$ $\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \arctg \alpha = 29,54^0.$</p>	<p>Donc $n_1 = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contremarches (9 contremarches par volée). $n-1 = 8$ (nombre de marches)</p> <p>D'autre part : $(n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8}$ $\Rightarrow g = 30\text{cm.}$</p> <p>D'après la formule de Blondel, on a : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm.}$ $2 \times 17+30 = 64 \text{ cm}$ et que $59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$ $\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \arctg \alpha = 29,54^0.$</p>
Epaisseur de la paillasse	
<p>Epaisseur de la paillasse $\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20}$; on a $l = \frac{180}{\cos \alpha} = 2,07 \text{ cm.}$ $9,31 \leq ep \leq 13,96$ on prend $ep = 15.$ On adopte $e_{palier} = e_{paillasse} = 15 \text{ cm.}$</p>	<p>Epaisseur de palier : $e_{palier} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$; $e_{palier} = 13,79 \text{ cm}$ on prend $e_{palier} = 15 \text{ cm.}$ On adopte $e_{palier} = e_{paillasse} = 15 \text{ cm.}$</p>

III.2.2.1. Descente de charge :

Descente de charge (volée)

désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical $ep \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse $ep \times 25/\cos \alpha$	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre $ep/\cos \alpha$	0,02	10,00	0,23

Tableau III.2 : Descente de charge (volée)

-charge permanente : $G=7,61 \text{ KN/m}^2$.

-Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$-q_{\text{uvol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml}$.

$-q_{\text{ser vol}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml}$.

Descente de charge (palier)

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier $ep \times 25$	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
nduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

Tableau III.3 : Descente de charge (palier)

-charge permanente : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$.

-surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$-q_{\text{upal}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1 \text{ m} = 10,31 \text{ KN/ml}$.

$-q_{\text{serpal}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 7.36 \text{ KM/ml}$.

III.2.2.2. Détermination des sollicitations:

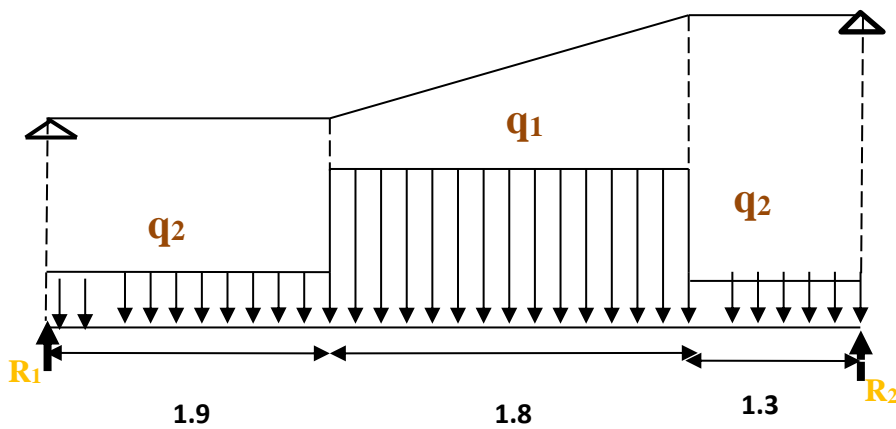


Figure III.6: Schéma statique de l'escalier type 1

a. E.L.U :

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,8) + (q_1 \times 1,9) + (q_2 \times 1,3)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 58,22 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 28,71 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 29,51 \text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1,9$

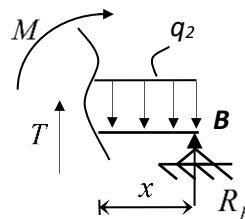
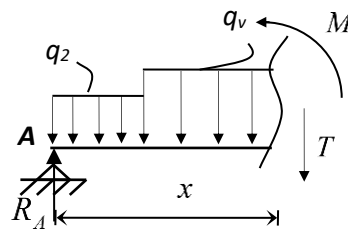
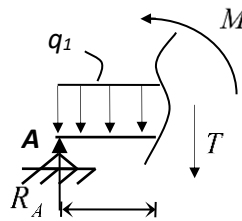
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

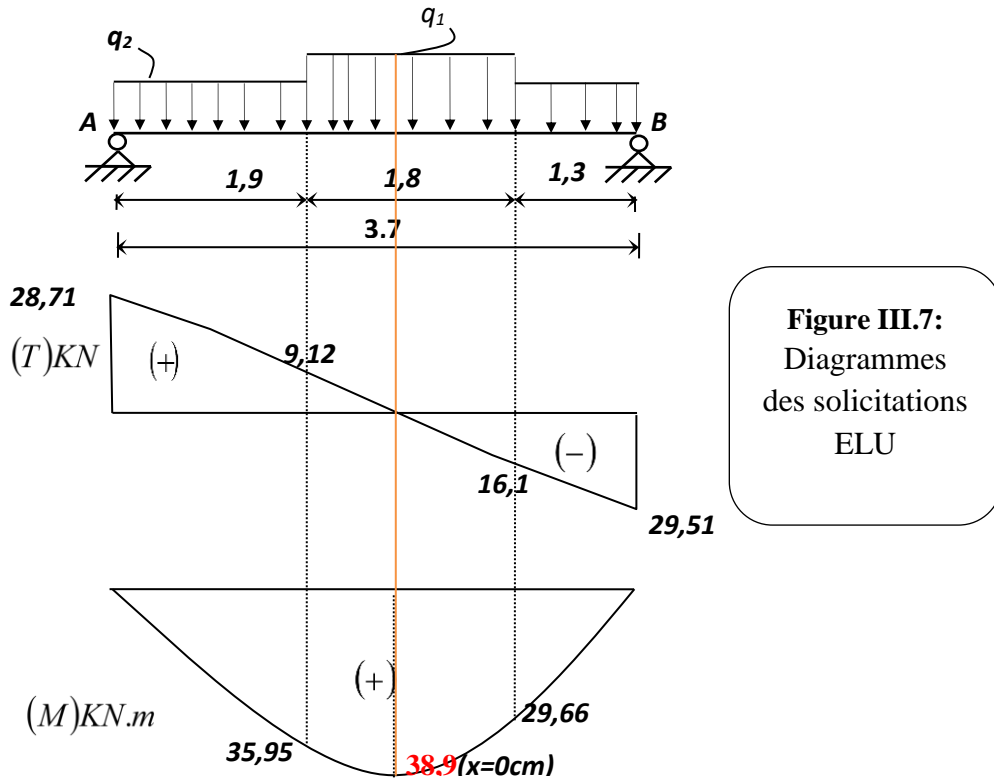
- $1,9 \leq x \leq 3,7$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,9q_2 - q_1(x - 1,9) \\ M(x) = R_A x - 1,9 \left(x - \frac{1,9}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1,9)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1,3$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$





x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.3M ₀)	Moment en travée (M _t =0.8M ₀)
0	28,71	28,71	0	29,51	38,9	11,33	31,01
1,9	-	9,12	35,95				
2,5	-	0	38,9				
3,7	-	-16,11	29,66				
5	29,51	-29,51	0				

Tableau III.4 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

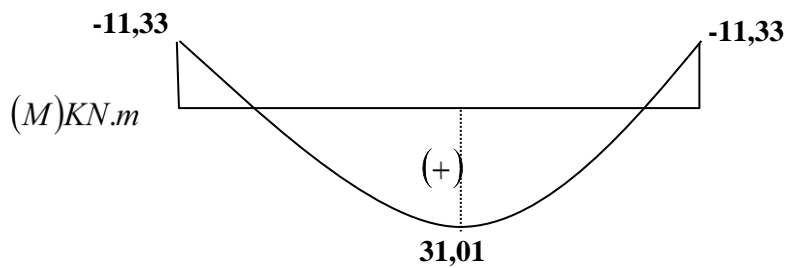


Figure III.8: Diagramme des moments retenus

b. E.L.S :

Réactions des appuis

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,8) + (q_1 \times 1,9) + (q_2 \times 1,3) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 58,22 \text{KN} \\ &\Rightarrow R_A = 28,71 \text{KN} \\ &\Rightarrow R_B = 29,51 \text{KN} \end{aligned}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

• $0 \leq x \leq 1,9$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

• $1,9 \leq x \leq 3,7$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,9q_2 - q_1(x - 1,9) \\ M(x) = R_A x - 1,9 \left(x - \frac{1,9}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1,9)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

• $0 \leq x \leq 1,3$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

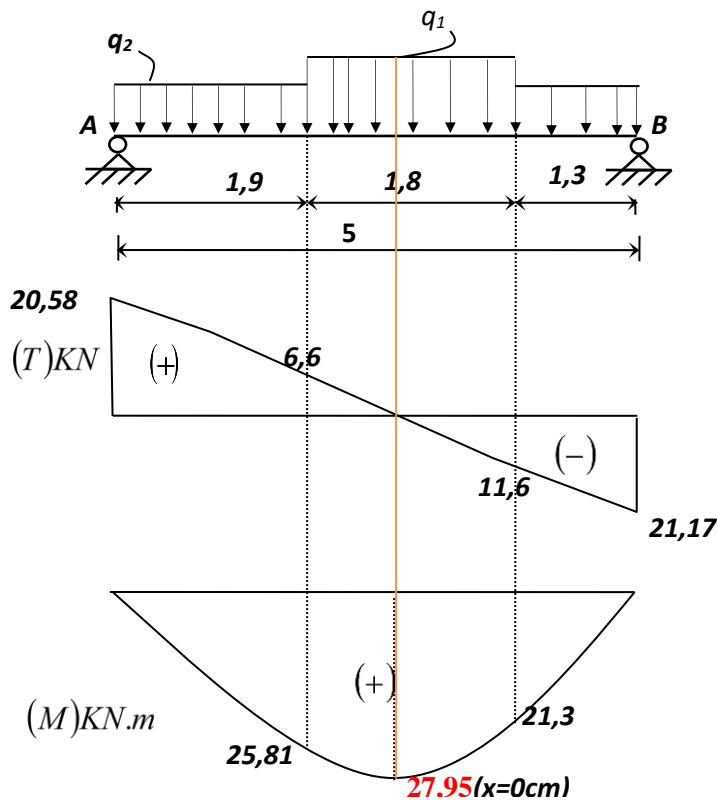
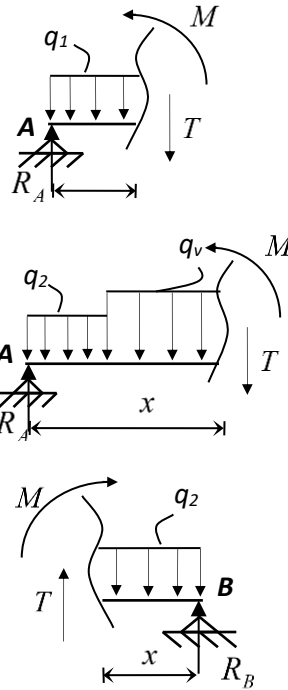


Figure III.9:
Diagrammes des sollicitations
ELS

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.3M ₀)	Moment en travée (M _t =0.8M ₀)
0	20,58	20,58	0	21,17	27,95	8,3	22,02
1,9	-	6,6	25,81				
2,5	-	0	27,95				
3,7	-	11,6	21,3				
5	21,17	-21,17	0				

Tableau III.5 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

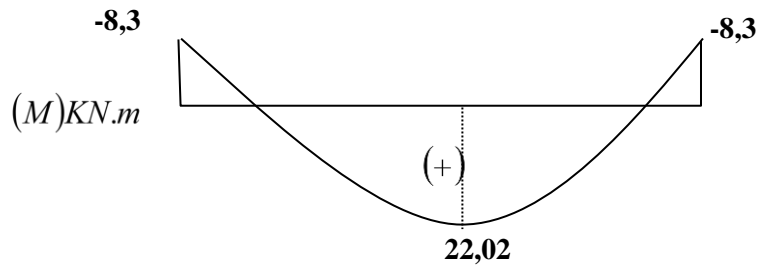


Figure III.10: Diagramme des moments retenus

Conclusion :

(E.L.U) :

Mt max= 31,01 kn.m

Ma max=11,33kn.m

Tmax = 29,51 kn

(E.L.S) :

Mt max= 22,02kn.m

Ma max= 8,3kn.m

Tmax 21,17kn

III.2.2.3 calcul de ferrailage :

a. E.L.U

1 En travée

$$\mu = \frac{31,01 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,116 < \mu l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,154$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31010}{0,93 \times 13,5 \times 348} = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 6,91 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14 esp 20.

T14 → e = 20cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T8 → Ar = 2,01 cm²/ml

T8 → e = 25cm ≤ min [4h ; 45cm] = min [60 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

2 En appui

$$\mu = \frac{11,33 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,051 \quad ; \quad \beta = 0,97$$

$$A = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 esp 25.

Ar : 2T8 → Ar = 1,01cm²/ml

T8 → e = 25cm.

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE500} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{31,01}{22,02} = 1,39$$

$$\alpha = 0,154 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,051 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• **vérification les efforts tranchants**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot \lambda}{2} = 29,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_\lambda = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_\lambda = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

$$\phi = \min \left\{ \begin{array}{l} h/35 = 128,5 \text{ mm} \\ b/10 = 35 \text{ mm} \\ \phi_\lambda = 14 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T8 → 1,00 m²

Remarque : Les marches ferrailent constructivement avec T10 et $\phi 8$

l'escalier en béton armé peut également s'appuyer sur les paliers des planchers (et donc être coulé en continu avec les paliers et les planchers) mais peut également reposer partiellement ou

totalemment sur les murs latéraux.

La mise en œuvre

- La mise en œuvre d'un escalier en béton armé coulé sur place exige différentes étapes :
 - le tracé de l'escalier contre les murs latéraux ou les plaques de coffrages latérales.
 - la mise en place des coffrages des parties latérales, de la paillasse, des marches (après le ferrailage) et des ouvrages coulés simultanément (poutres, planchers, garde-corps...)
 - la mise en place des armatures et des ancrages aux murs et planchers existants
 - le coulage du béton

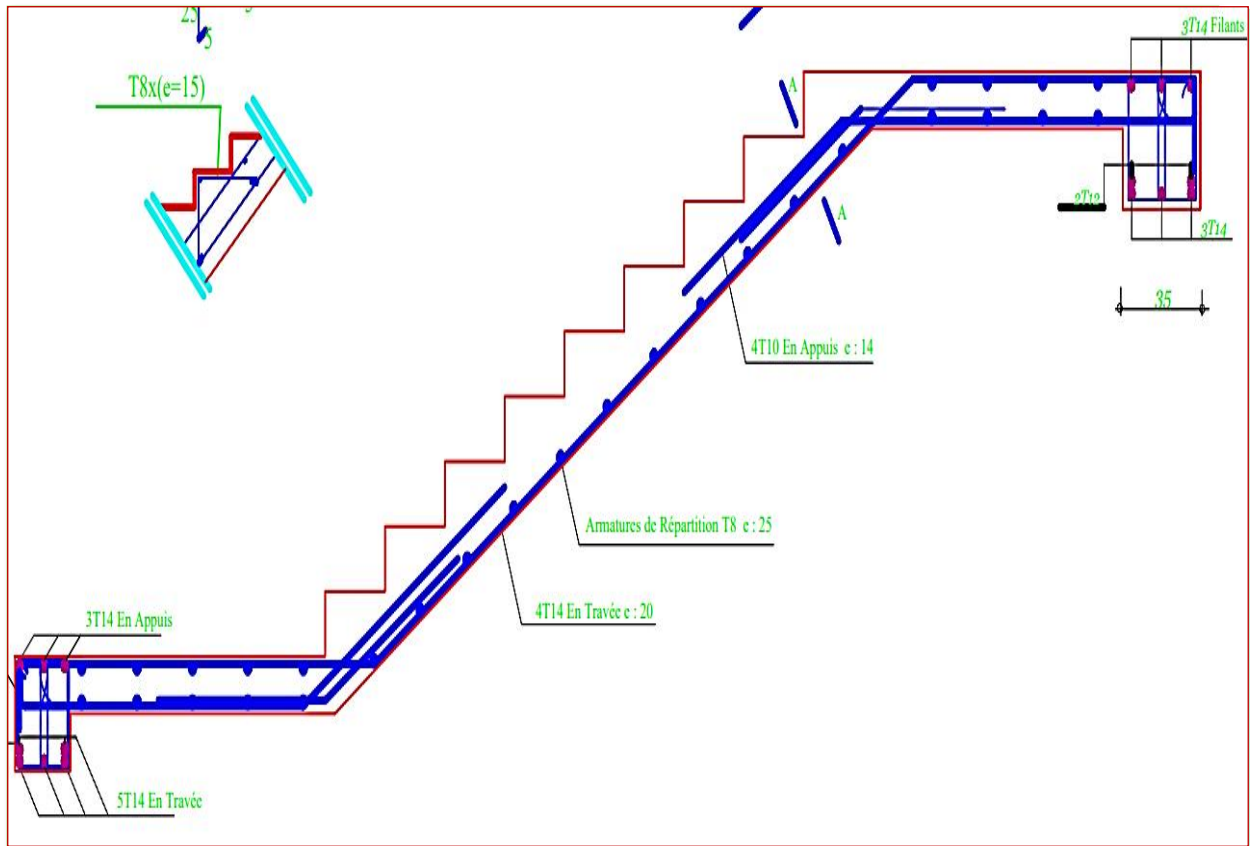


Figure III.11: Schéma de ferrailage de l'escalier Type 1

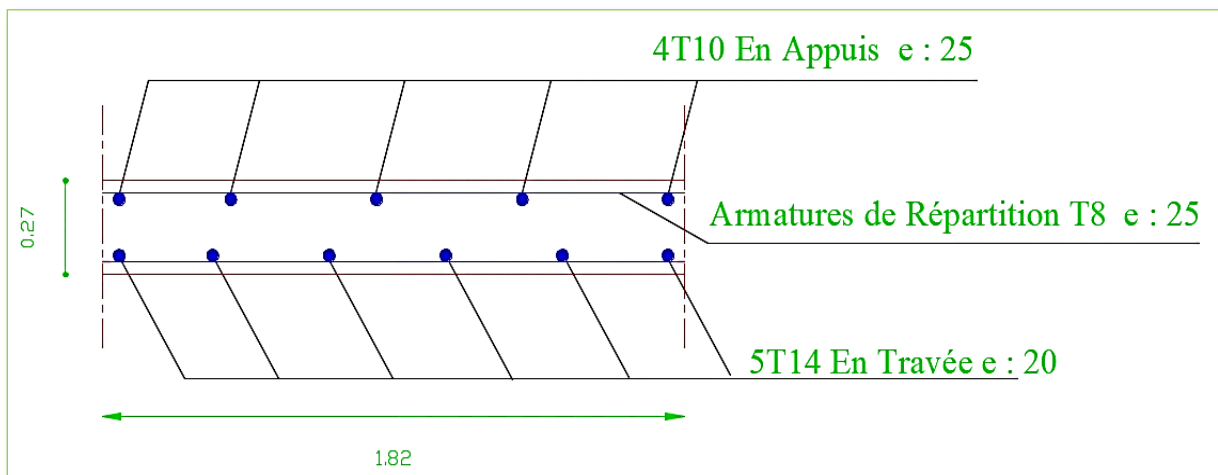


Figure III.12 : Coupe A_A

III.2.3. Escalier type 2 : escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

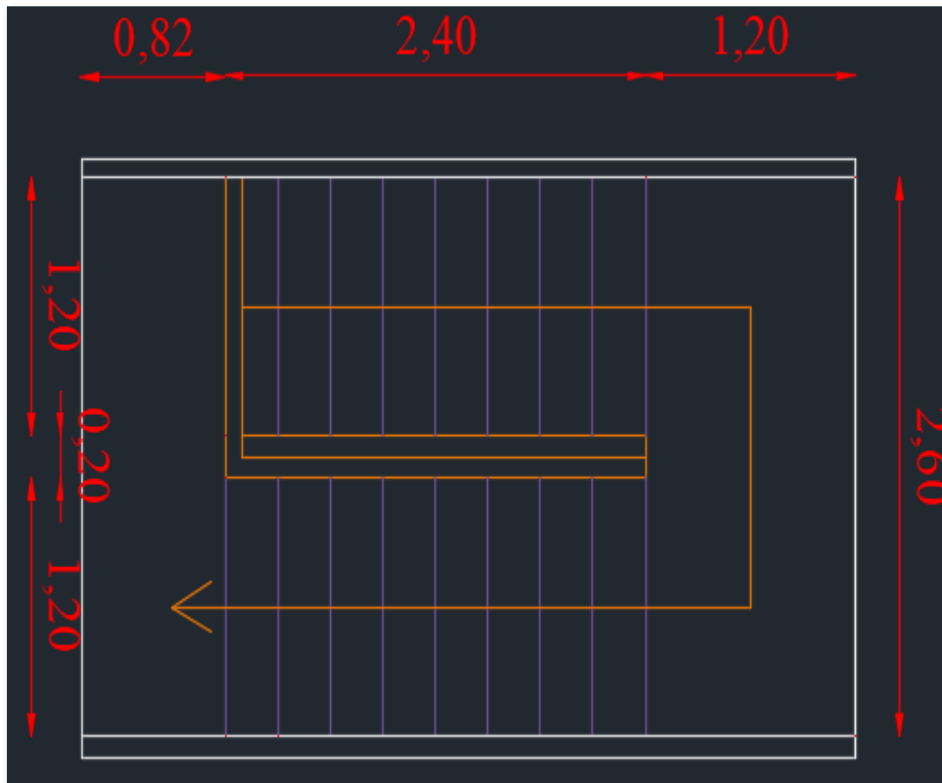


Figure III.13: Vue en plan des escaliers TYPE 2

III.2.5.1. Détermination des sollicitations :

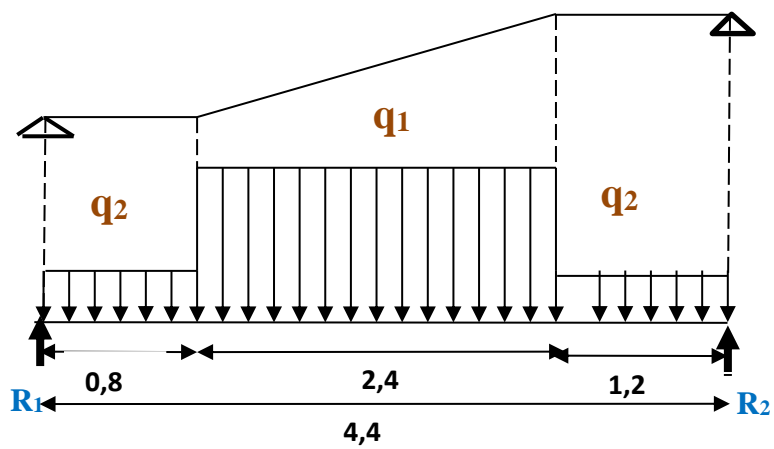


Figure III.14: Schéma statique de l'escalier TYPE2

a. E.L.U :

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0,82) + (q_1 \times 2,4) + (q_2 \times 1,2)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 54,5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 27,6 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 27,86 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 0,82$

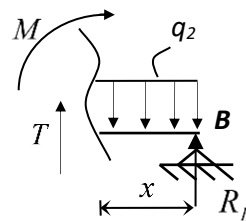
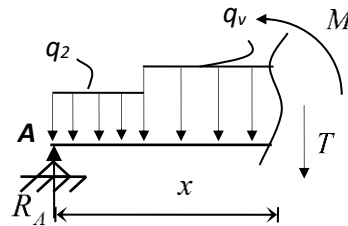
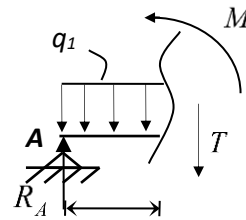
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $0,82 \leq x \leq 3,22$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,9q_2 - q_1(x - 1,9) \\ M(x) = R_A x - 1,9 \left(x - \frac{1,9}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1,9)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1,2$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



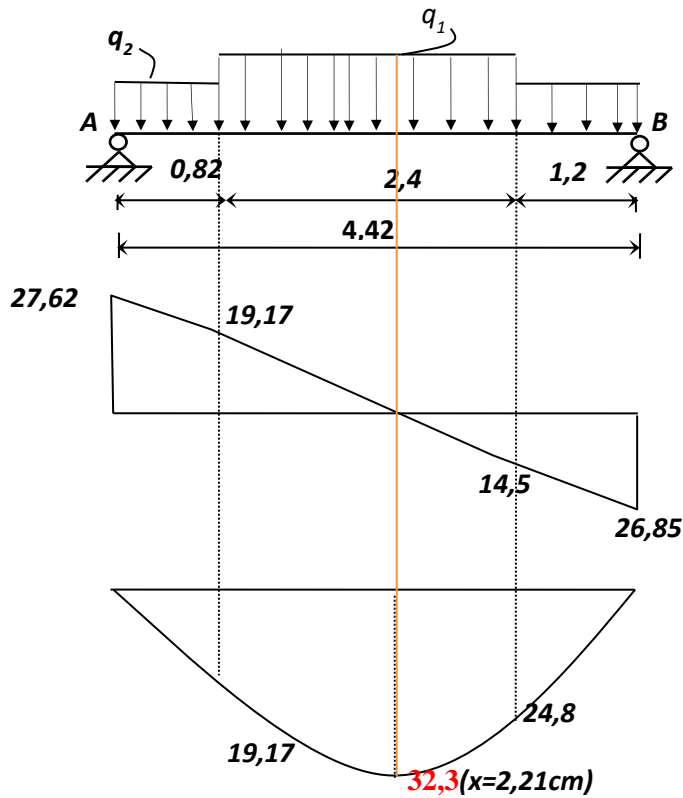


Figure III.15:
Diagrammes
des sollicitations
ELU

Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

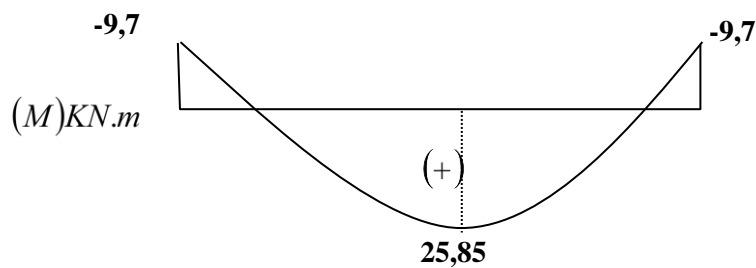


Figure III.16: Diagramme des moments retenus ELU

b. E.L.S :

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0,82) + (q_1 \times 2,4) + (q_2 \times 1,2)$$

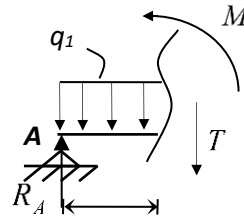
$$\Rightarrow R_A + R_B = 39,11 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 19,85 \text{KN} \quad \Rightarrow R_B = 19,27 \text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

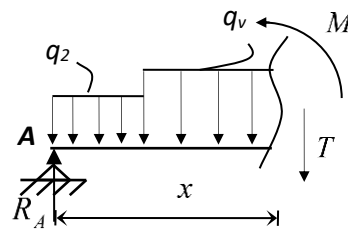
- $0 \leq x \leq 0,82$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



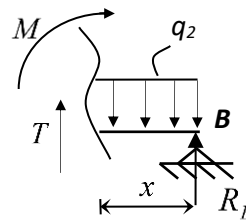
- $0,82 \leq x \leq 3,22$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,9q_2 - q_1(x - 1,9) \\ M(x) = R_A x - 1,9 \left(x - \frac{1,9}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1,9)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1,2$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



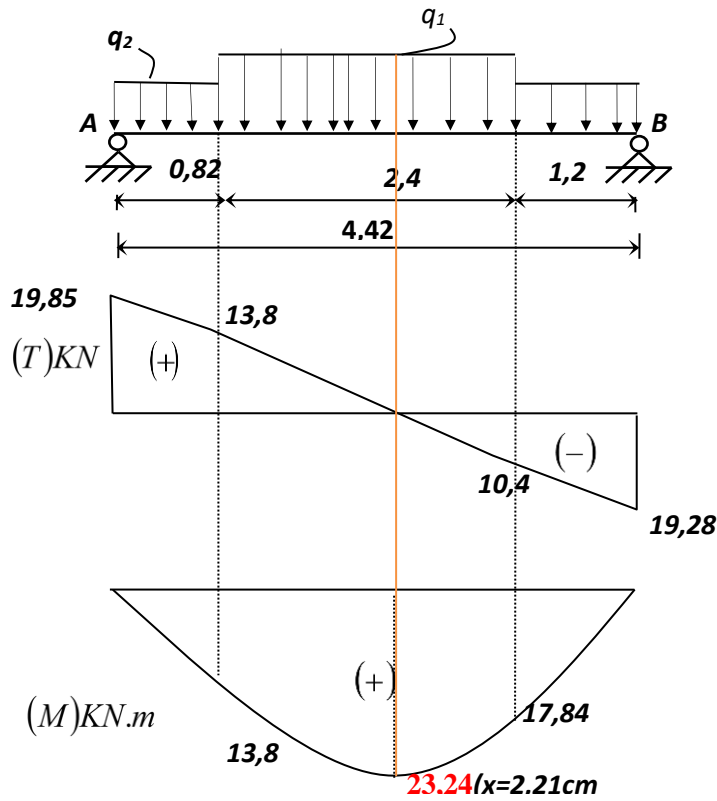


Figure III.17:
Diagrammes
des sollicitations
ELS

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

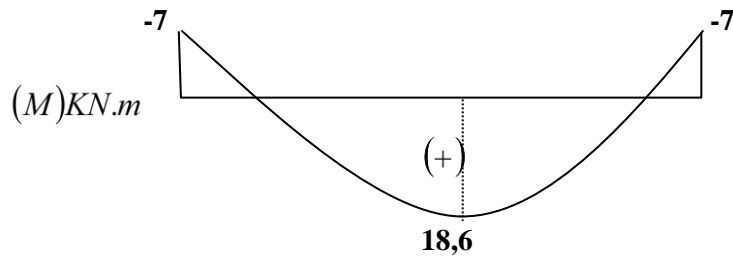


Figure III.18: Diagramme des moments retenus ELS

Conclusion :	
(E.L.U) :	(E.L.S) :
Mt max= 25,85 kn.m	Mt max= 18,6kn.m
Ma max=9,7kn.m	Ma max= 7kn.m
Tmax = 27,62 kn	Tmax = 19,85kn

III.2.5.2. calcul de ferrailage

a. E.L.U

$$\mu = \frac{25,85 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,10 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,132$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,94$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25850}{0,94 \times 13,5 \times 348} = 5,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 5,85 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T14 esp 20.

T14 → e = 20cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T8 → Ar = 2,01 cm²/ml

T8 → e = 25cm ≤ min [4h ; 45cm] = min [60 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

a.2 En appui

$$\mu = \frac{9,7 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,069 \quad ; \quad \beta = 0,97$$

$$A = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 2,28 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 esp 25.

Ar : 2T8 → Ar = 1,01 cm²/ml

T8 → e = 25 cm.

c. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE500} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{31,01}{22,02} = 1,39$$

$$\alpha = 0,132 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,069 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• **vérification les efforts tranchants**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot \lambda}{2} = 27,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_\lambda = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.5.3. Étude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier. La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

III.2.5.4. Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \text{ on prend } h_t = 35\text{cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \begin{cases} 20\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Non vérifiée.} \\ 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Suivant R.P.A : $\min(h, b) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$

Donc la poutre palière est de section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_{BU} = 25.2 \text{ KN/m.}$

$RBS = 19,4 \text{ KN/m.}$

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

On a : $q_u = 1,35 \times 2,625 + 1,5 \times 2,5 + 25.2 = 32,5 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 2,625 + 2,5 + 19,4 = 24,5 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations $L=3,6\text{m}$

a. E.L.U

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 27,46 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_0 = 21,9 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 8,23 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_l / 2 = (32,5 \times 2,6) / 2 = 42,25 \text{ KN}$$

b.2 E.L.S

$$M_0 = \frac{q_{us} \cdot l^2}{8} = 20,7 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_0 = 16,56 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 6,21 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_{us} l / 2 = (24,5 \times 3,6) / 2 = 31,85 \text{ KN}$$

III.2.5.5. Calcul du ferrailage :**a. E.L.U :****a.1 En travée**

$$\mu = \frac{27,46 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,107 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,145$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,94$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27460}{0,94 \times 13,5 \times 348} = 6,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 6,21 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{20,7 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,104$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,95$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20700}{0,95 \times 13,5 \times 348} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T14

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE500} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{b.1 En travée : } \gamma = M_u / M_{ser} = \frac{Mtu}{Mtser} = \frac{25,85}{18,6}$$

$$\gamma = 1,39$$

$$\alpha = 0,145 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,104 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- Vérification l'effort tranchant:**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 42,25 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,312 \text{ MPa}$$

$$\tau_\lambda = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,312 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- **Armatures transversales :**

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 128,5 \text{ mm} \\ b/10 = 35 \text{ mm} \\ \phi_\lambda = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T8 $\rightarrow 1,00 \text{ m}^2$

- **Calcul de l'espacement :**

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 16,78 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot 0,3f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 23,88 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

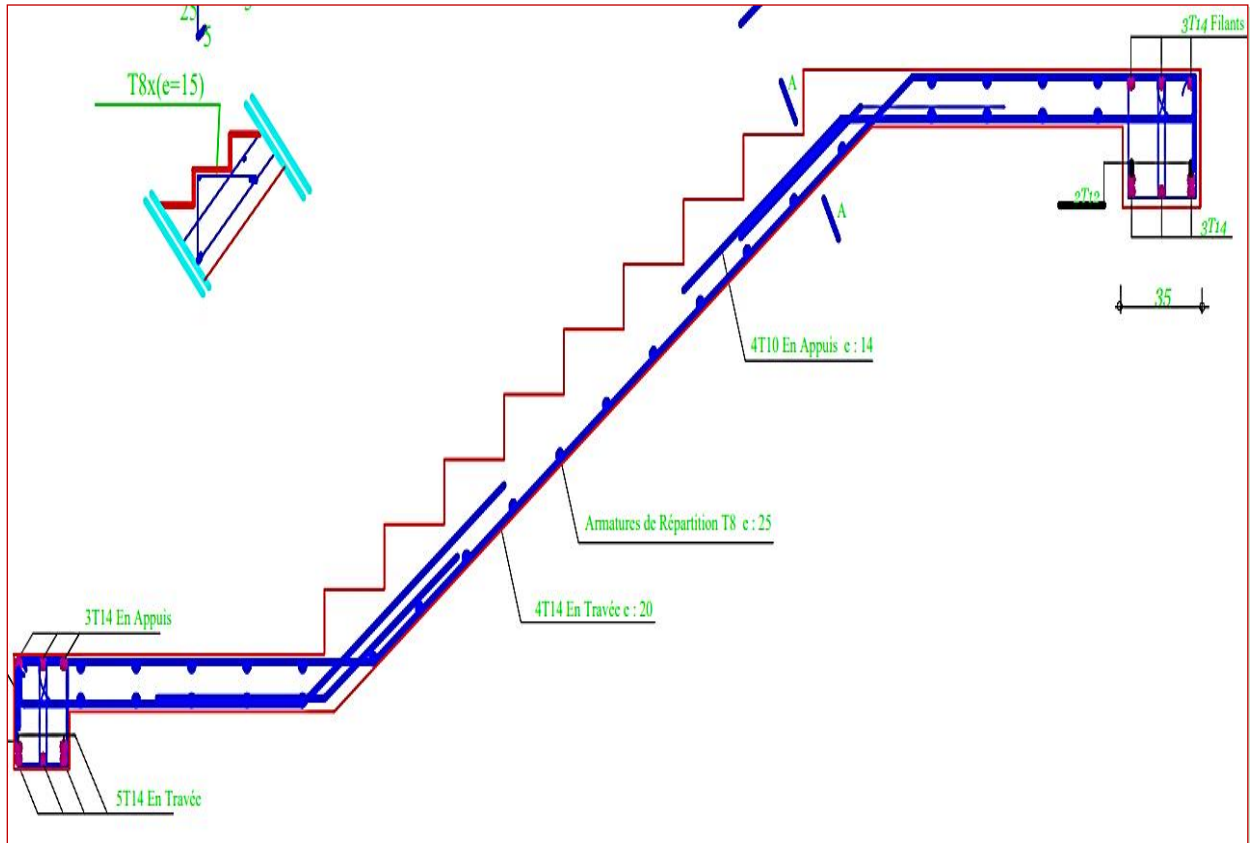


Figure III.19: Ferrailage d'escalier type 2

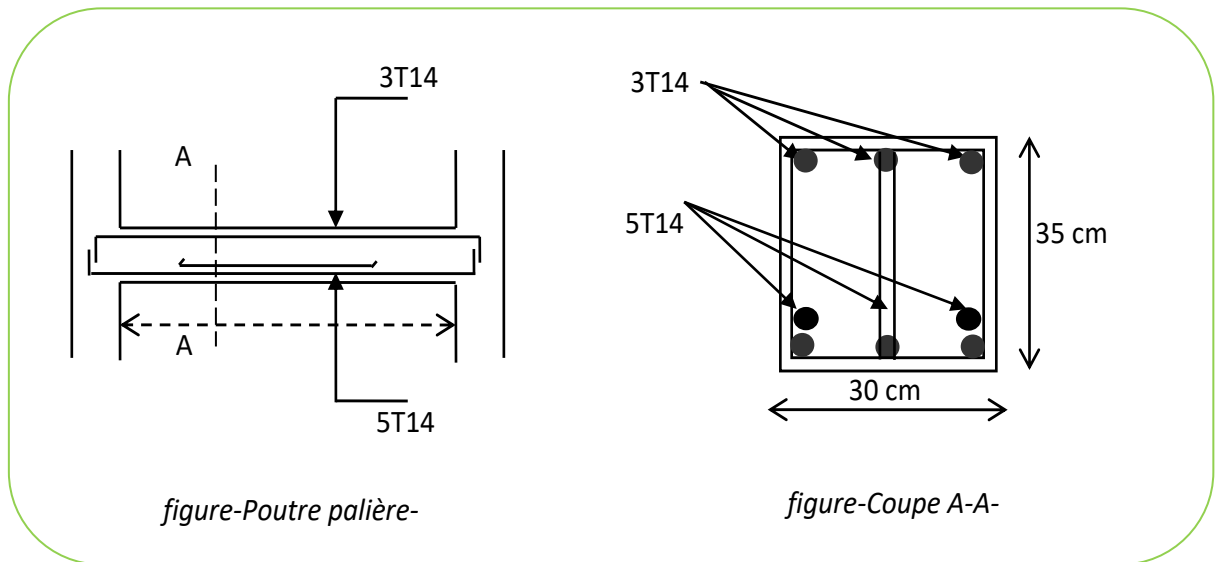


Figure III.20: des coupes de la poutre palière

III.3. Ascenseur

III.3.1. Introduction

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

- D'après les normes françaises NF P82-208 pour une surface de 1,045 m² on a une charge nominale égale à 400 kg.
- La dalle en béton armé d'épaisseur $e = 20$ cm supporte la machine.
- La vitesse adoptée pour l'ascenseur $v = 0,63$ m/s.
- Notre bâtiment comporte deux ascenseurs identiques, dont les dimensions des cabines sont présentées dans le tableau suivant :

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La Surface utile.	0,70 m ²
La Largeur.	1,10 m
La Hauteur.	2,20 m
La Profondeur.	0,95 m
La Largeur du passage libre.	0,80 m
La Hauteur du passage libre.	2,00 m

Tableau III. 6: Les Dimensions des ascenseurs

III.3.2. Calcul des Charges

III.3.2.1. La Charge Permanente:

- Masse de surface totale des cotes :

$$S = (0,95 \times 2 + 1,10) \times 2,20 = 6,60 \text{ m}^2$$

$$P = 11,50 \text{ kg/ m}^2$$

$$M_1 = 11,50 \times 6,60 \times 1,10 = 83,49 \text{ kg.}$$

- Masse du plancher :

$$S = 0,95 \times 1,10 = 1,045 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 1,045 \times 110 = 114,95 \text{ kg.}$$

- Masse du toit :

$$M_3 = 20 \times 1,045 = 20,9 \text{ kg.}$$

- Masse de l'arcade :

$$M_4 = 60 + 80 \times 1,10 = 148,0 \text{ kg.}$$

- Masse de parachute a prise amortie :

$$M_5 = 100 \text{ kg.}$$

- Masse des accessoires :

$$M_6 = 80 \text{ kg.}$$

- Masse des poulies de mouflage « 30kg par poulie » : $M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg.}$
- Masse de la porte de la cabine :

$$S = 2,0 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2.$$

$$M_8 = 1,6 \times 25 + 80 = 120,0 \text{ kg.}$$

- Le poids mort = le poids de cabine + le poids des accessoires + le poids de revêtement :

$$P_m = \sum M_i = 727,340 \text{ kg.}$$

- Masse des câbles : On a deux poulies ; donc on aura 4 câbles :

$$D \text{ poulie} / d \text{ câble} = 45.$$

$$500 / d \text{ câble} = 45 \Rightarrow d \text{ câble} = \frac{500}{45} = 11,111 \text{ mm.}$$

$$L \text{ câble} = H_{\text{total}} - H_{\text{cabine}} = 34,17 - 2,2 = 31,97 \text{ m.}$$

$$M_9 = n \times L \times \text{masse de câble} / m = 4 \times 31,97 \times 0,396 = 50,640 \text{ kg.}$$

- Masse de contre poids :

$$P_p = P_m + Q/2 = 727,34 + 400/2 = 927,34 \text{ kg.}$$

- Masse de treuil en haut + moteur TR :

$$M_{11} = 1200 \text{ kg.}$$

Finalement, la charge permanente totale de l'ascenseur est égale :

$$G = P_m + P \text{ câble} + TR + P_p.$$

$$G = 727,34 + 50,64 + 1200 + 927,34.$$

$$G = 2905,32 \text{ kg.}$$

III.3.2.1 La Charge d'Exploitation

$$Q = 400 \text{ kg.}$$

Combinaisons de Charge

- ELU : $Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 45,222 \text{ KN.}$

- ELS : $Q_s = G + Q = 33,053 \text{ KN.}$

III.3.2.2 Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appuis prend un carre (1/4) de la charge totale.

$$Q_{U_{appuis}} = Q_U / 4 = 11,305 \text{ KN.}$$

$Q_{U_{appuis}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le **BAEL91**; on vérifier :

$$\tau_u \leq 0,045 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} .$$

$$\tau_u = \frac{Q_U}{U_C \times h} \text{ avec : } \begin{cases} U_C = 0,3 \times 4 = 1,20 \text{ m.} \\ h = 0,2 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{11,305}{1,20 \times 0,2} = 47,104 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\tau_u = 0,047 \text{ Mpa} \leq 0,045 \times \frac{25}{1,5} = 0,750 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

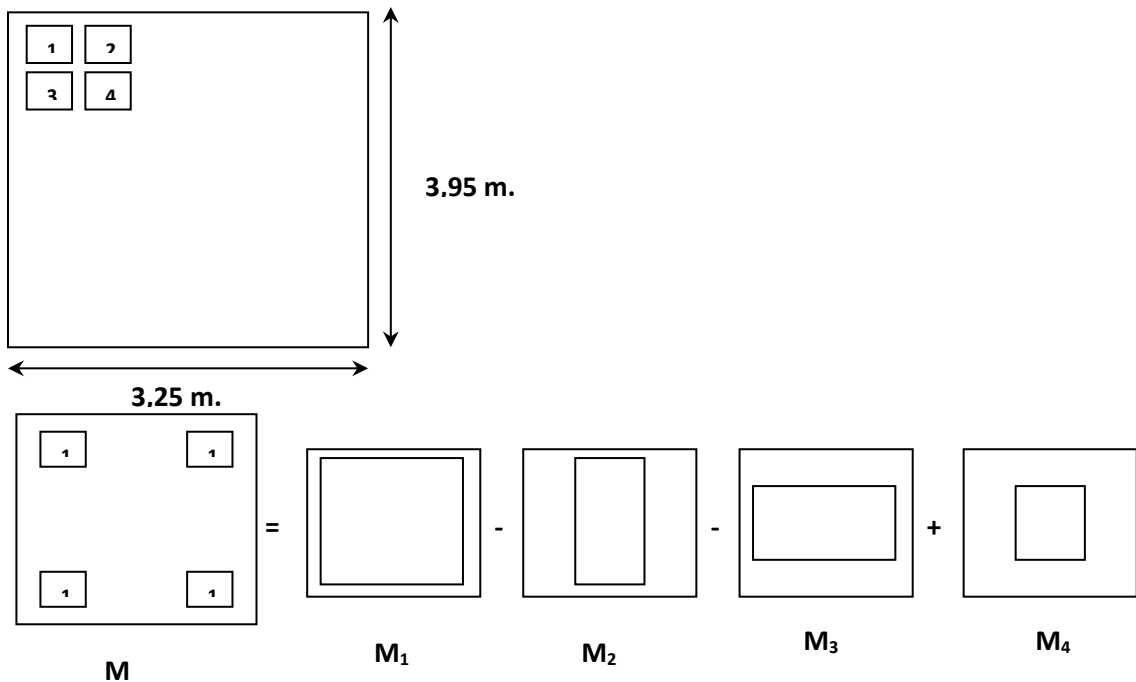
Donc la Dalle Résiste au Poinçonnement.

III.3.2.3 Calcul des Sollicitations

a. Etude de la Dalle Sous la Charge Concentrée

Les Moments M_1 et M_2 sont en fonction de :

- $\rho = l_x / l_y$.
- u / l_x .
- v / l_y .



Par les abaques de PIGEAUD :

$$M_X = (M_1 + v \times M_2) \times P \times S.$$

$$M_Y = (M_2 + v \times M_1) \times P \times S.$$

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4.$$

1. CHARGE 01 :

- En ELU :

$$v = 0.$$

$$M_X = M_1 \times P \times S.$$

$$M_Y = M_2 \times P \times S.$$

$$\text{➤ } \rho = l_X / l_Y = 3,25 / 3,95 = 0,822.$$

$$\text{➤ } P = q_U / (u \times v) = 11,305 / (0,3 \times 0,3) = 125,55 \text{ KN/m}^2.$$

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0,846	0,924	0,058	0,033	10,040	1260,61	73,110	41,600
2	0,661	0,924	0,066	0,038	7,850	985,650	65,050	37,450
3	0,846	0,772	0,063	0,040	8,390	1053,45	66,370	42,140
4	0,661	0,772	0,075	0,045	6,560	823,360	61,750	37,050

Tableau III. 7: Des Sollicitations à différentes des charges (E.L.U et E.L.S)

$$M_{XU} = 3,44 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = - 0,94 \text{ KN.m.}$$

- En ELS : v = 0,2.

$$M_{XS} = (M_1 + 0,2 \times M_2) \times p \times S.$$

$$M_{YS} = (M_2 + 0,2 \times M_1) \times p \times S.$$

$$\text{➤ } q_s = 33,053 / 4 = 8,263.$$

$$\text{➤ } P = q_s / (u \times v) = 8,263 / (0,3 \times 0,3) = 91,814 \text{ KN/ m}^2.$$

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁ + 0.2×M ₂	M ₂ + 0.2×M ₁	P × S	M _{XS}	M _{YS}
1	0,846	0,924	0,065	0,045	921,37	59,890	41,460
2	0,661	0,924	0,074	0,051	720,39	53,310	36,740
3	0,846	0,772	0,071	0,053	769,95	54,670	40,810
4	0,661	0,772	0,084	0,060	602,01	50,570	36,120

$$M_{XS} = 2,48 \text{ KN.m.}$$

$M_{YS} = 0,03 \text{ KN.m.}$

2. CHARGE 02 :

- En ELU :

Rectangle	u / l_x	v / l_y	M_1	M_2	$S = u \times v$	$P \times S$	M_{XU}	M_{YU}
1	0.354	0.924	0.088	0.044	4.20	527.35	46.41	23.20
2	0.169	0.924	0.103	0.046	2.01	252.37	25.99	11.61
3	0.354	0.772	0.100	0.052	3.51	440.71	44.07	22.92
4	0.169	0.772	0.116	0.054	1.68	210.63	24.43	11.37

$M_{XU} = 0,78 \text{ KN.m.}$

$M_{YU} = 0,04 \text{ KN.m.}$

- En ELS :

Rectangle	u / l_x	v / l_y	$M_1 + 0,2 \times M_2$	$M_2 + 0,2 \times M_1$	$P \times S$	M_{XS}	M_{YS}
1	0,354	0,924	0,097	0,062	385,430	37,380	23,890
2	0,169	0,924	0,112	0,067	184,460	20,660	12,360
3	0,354	0,772	0,110	0,072	322,110	35,430	23,190
4	0,169	0,772	0,127	0,077	154,170	19,580	11,870

$M_{XS} = 0,87 \text{ KN.m.}$

$M_{YS} = 0,21 \text{ KN.m.}$

3. CHARGE 03 :

- En ELU :

Rectangle	u / l_x	v / l_y	M_1	M_2	$S = u \times v$	$P \times S$	M_{XU}	M_{YU}
1	0,846	0,519	0,075	0,055	5,64	708,16	53,11	38,95
2	0,661	0,519	0,088	0,064	4,41	553,72	48,73	35,44
3	0,846	0,367	0,080	0,067	3,98	499,73	39,98	33,48
4	0,661	0,367	0,095	0,076	3,12	391,43	37,18	29,75

$M_{XU} = 1,58 \text{ KN.m.}$

$M_{YU} = - 0,22 \text{ KN.m.}$

- En ELS :

Rectangle	u / l_x	v / l_y	$M_1 + 0,2 \times M_2$	$M_2 + 0,2 \times M_1$	$P \times S$	M_{XS}	M_{YS}
1	0,846	0,519	0,086	0,070	517,580	44,510	36,230
2	0,661	0,519	0,101	0,082	404,700	40,870	33,180
3	0,846	0,367	0,093	0,083	365,240	33,970	30,310
4	0,661	0,367	0,110	0,095	286,320	31,490	27,200

$M_{XS} = 1,16 \text{ KN.m.}$

$M_{YS} = - 0,06 \text{ KN.m.}$

4. CHARGE 04 :

- En ELU :

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁	M ₂	S = u × v	P × S	M _{XU}	M _{YU}
1	0.354	0.519	0.123	0.074	2.36	296.32	36.45	21.93
2	0.169	0.519	0.150	0.079	1.13	141.88	21.28	11.21
3	0.354	0.367	0.135	0.093	1.67	209.68	28.31	19.50
4	0.169	0.367	0.170	0.100	0.80	100.13	17.02	10.01

$M_{XU} = 3,88 \text{ KN.m.}$

$M_{YU} = 1,23 \text{ KN.m.}$

- En ELS :

Rectangle	u / l _x	v / l _y	M ₁ + 0,2×M ₂	M ₂ + 0,2×M ₁	P × S	M _{XS}	M _{YS}
1	0,354	0,519	0,138	0,099	216,580	29,880	21,440
2	0,169	0,519	0,166	0,109	103,700	17,210	11,300
3	0,354	0,367	0,154	0,120	153,250	23,600	18,390
4	0,169	0,367	0,190	0,134	73,420	13,940	9,840

$M_{XS} = 3,01 \text{ KN.m.}$

$M_{YS} = 1,59 \text{ KN.m.}$

b. Etude de la Dalle sous la Charge Repartie

$G = 8,690 \text{ KN/m}^2.$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$

$\rho = 0,822.$

ELU : $v = 0.$

$Q_U = 13,23 \text{ KN/m}^2$

$M_X = \mu_x \times Q_U \times (L_X)^2.$

$M_Y = \mu_y \times M_X.$

$\mu_x = 0,0539 ; \mu_y = 0,6313.$

$M_X = 7,53 \text{ KN.m.}$

$M_Y = 4,75 \text{ KN.m.}$

ELS : $v = 0,2.$

$Q_S = 9,69 \text{ KN/m}^2$

$\mu_x = 0,0607 ; \mu_y = 0,7381.$

$$M_X = 6,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_Y = 4,58 \text{ KN.m.}$$

- Moments de la dalle en **ELU** :

$$M_{XU} = 9,68 + 7,53 = 17,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YU} = 0,11 + 4,75 = 4,86 \text{ KN.m.}$$

- Moments de la dalle en **ELS** :

$$M_{XS} = 6,21 + 7,52 = 13,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{YS} = 4,58 + 1,77 = 6,35 \text{ KN.m.}$$

III.3.3 Ferrailage de la Dalle d'Ascenseur

a. Suivant Lx :

En Travée : $M_{TX} = 0,85 \times M_{XU} = 14,63 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,036 ; \alpha = 0,045 ; z = 0,167 \Rightarrow A = 2,96 \text{ cm}^2.$$

En Appuis : $M_{AX} = -0,5 \times M_{XU} = -8,60 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,0209 ; \alpha = 0,026 ; z = 0,168 \Rightarrow A = 1,47 \text{ cm}^2.$$

b. Suivant Ly :

En Travée : $M_{TY} = 0,85 \times M_{YU} = 4,13 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,0103 ; \alpha = 0,0126 ; z = 0,169 \Rightarrow A = 0,70 \text{ cm}^2.$$

En Appuis : $M_{AY} = -0,5 \times M_{YU} = -2,43 \text{ KN.m.}$

$$\mu = 0,0059 ; \alpha = 0,0074 ; z = 0,169 \Rightarrow A = 0,41 \text{ cm}^2.$$

Le Ferrailage Adopté :

En Travée : $A = 2,96 \Rightarrow 5T10 / \text{ml.}$

En appuis : $A = 1,47 \Rightarrow 4T10 / \text{ml.}$

C. Vérification en ELS

Il faut Vérifier la Condition Suivante :

$$\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S}.$$

$$\gamma = 1,253.$$

- Dans le Sens **XX** : $\frac{(1,253 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,377 > 0,045$

- Dans le Sens **YY** : $\gamma = 1,080.$
 $\frac{(1,080 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,290 > 0,0126$

b. Vérification de la Flèche :

1. $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 20/395 = 0,0506 < 0,0625 \dots\dots\dots$ **C.N.V.**
2. $h/L \geq 1/10 \times M_t / M_0 \Rightarrow 0,0506 < 0,085 \dots\dots\dots$ **C.N.V.**
3. $A / b_0 \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0017 < 0,012 \dots\dots\dots$ **C.V.**

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche de dalle.

e. Calcul de flèche :

$$X_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} ; Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}.$$

- Centre de gravite de la section :

$$(X_g, Y_g) = (0 ; 10,01)$$

Charge	Valeur (KN/ml)	Moment	Valeur (KN.m)	Contrainte	σ (Mpa)	μ	Valeur
G	8,690	M_g	8,600	σ_g	379,200	μ_g	0
P	9,690	M_p	9,590	σ_p	422,840	μ_p	0,03
j	8,690	M_j	8,600	σ_j	379,200	μ_j	0

Tableau III. 8: Les valeurs des moments et des contraintes

- Les Moments d’Inertie :

$$I_x = I_{xg} + A \times (Y_g)^2.$$

$$I_x = 66666,87 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = 0,0017.$$

$$\lambda_i = 0,05 \times \frac{f_{c28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 21,00 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 8,40.$$

$$M_g = 0,75 \times \frac{g L_x^2}{8} ; M_p = 0,75 \times \frac{p L_x^2}{8} ; M_j = 0,75 \times \frac{j L_x^2}{8}.$$

$$\sigma = \frac{M}{k} ; k = A \times \left(d - \frac{y}{3} \right).$$

$$\mu = 1 - \left[175 \times \frac{f_{c28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} \right].$$

$$I_f = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + (\mu \times \lambda)}.$$

$$f = \frac{M \times L^2}{10 \times E \times I_f}.$$

III.3.3.1. Module de Déformation :

Les valeurs des moments d’inerties et des flèches sont présentées dans le tableau suivant

Module Instantané: $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c25}} = 32164,195 \text{ Mpa.}$

Module Différé: $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c25}} = 10818,866 \text{ Mpa.}$

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$\Delta Ft = F_{gv} - F_{ji} + F_{pi} - F_{gi} = 0,0010 < L / 500 = 0,065$
 C.V.

- Vérification de l’effort tranchant :

$T_{max} = Qu / (2 \times Lx + Ly)$

$T_{max} = 13,23 / (2 \times 3,25 + 3,95) = 1,27 \text{ KN/ml .}$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 2,05 \text{ cm}^2 \rightarrow A$
 $\geq A_{min} \dots \dots \dots \text{C.V.}$

$[I_f]_{ji}$	73333,560
$[I_f]_{gi}$	73333,560
$[I_f]_{gv}$	73333,560
$[I_f]_{pi}$	44989,910
F_{gv}	0,00110
F_{ji}	0,00038
F_{pi}	0,00069
F_{gi}	0,00038
ΔF_t	0,00100

Tableau III. 9: Les valeurs des moments d’inerties

III.4. Étude et calcul des poutrelles:

III.4.1. Introduction :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives.

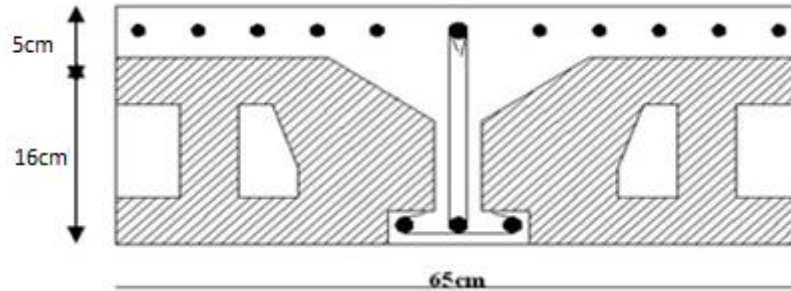


Figure III.21 : Dimension du corps creux

III.4.2. Dimensionnement de la poutrelle :

On : $h_t = 21\text{cm}$; avec $h_0 = 5\text{ cm}$; $h=16\text{cm}$

On a: $b_0 = 12\text{ cm}$, $b=65\text{cm}$

$c = (b-b_0)/2 = 26,5\text{cm}$

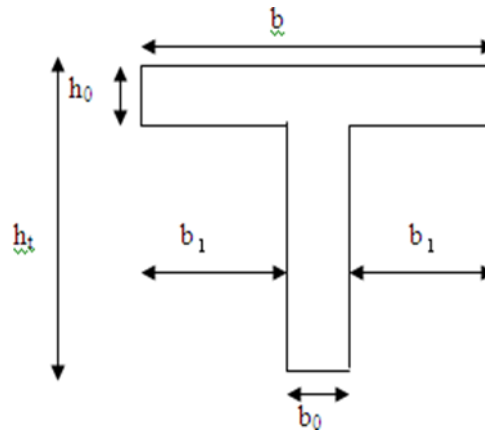


Figure III.22 : dimensions de la poutrelle.

III.4.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression

✚ Poutrelle de travée L=4,30m

✚ On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

Évaluation des charges et surcharges :

❖ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,82\text{kN/m}$

G=2,03kN/ml

❖ **Charges d'exploitation :**

Q=1x0,65=0,65kN/ml

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,715\text{kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,68\text{kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,71 \times (4,30)^2}{8} = 8,57\text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,68 \times (4,30)^2}{8} = 6,18\text{kNm}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u = 8,29\text{kNm}$; $b = 12\text{cm}$; $d = 18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,141 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

Donc, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

* **2^{ème} étape** : Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en «Té»

A- Évaluation des charges et surcharges :

❖ **Plancher terrasse :**

➤ **Charge permanentes :**

$$G=6,38 \times 0,65=4,14\text{kN/ml}$$

❖ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65\text{kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**

➤ **Charge permanente :**

$$G=5,39 \times 0,65=3,50 \text{ kN/ml}$$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher RDC :**

➤ **Charge permanentes :**

$$G=6,29 \times 0,65=4,08\text{kN/ml}$$

❖ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=5 \times 0,65=3,25\text{kN/ml}$$

B- Combinaison des charges :

❖ **Plancher terrasse :**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=6,56 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=4,79 \text{ kN/ml}$

❖ **Plancher courant**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=6,18 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=4,74 \text{ kN/ml}$

❖ **Plancher RDC :**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=10,38 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=7,33 \text{ kN/ml}$

Conclusion :

Le plancher RDC est le plus sollicité.

C- Calcul des efforts internes :

Méthode des éléments finis (SAP2000)

TYPE 01 : Poutrelle à (3) travée avec $L_1 = 3,30 \text{ m}$, $L_2=4,30 \text{ m}$, $L_3=4,30$ $L_4=3,40$

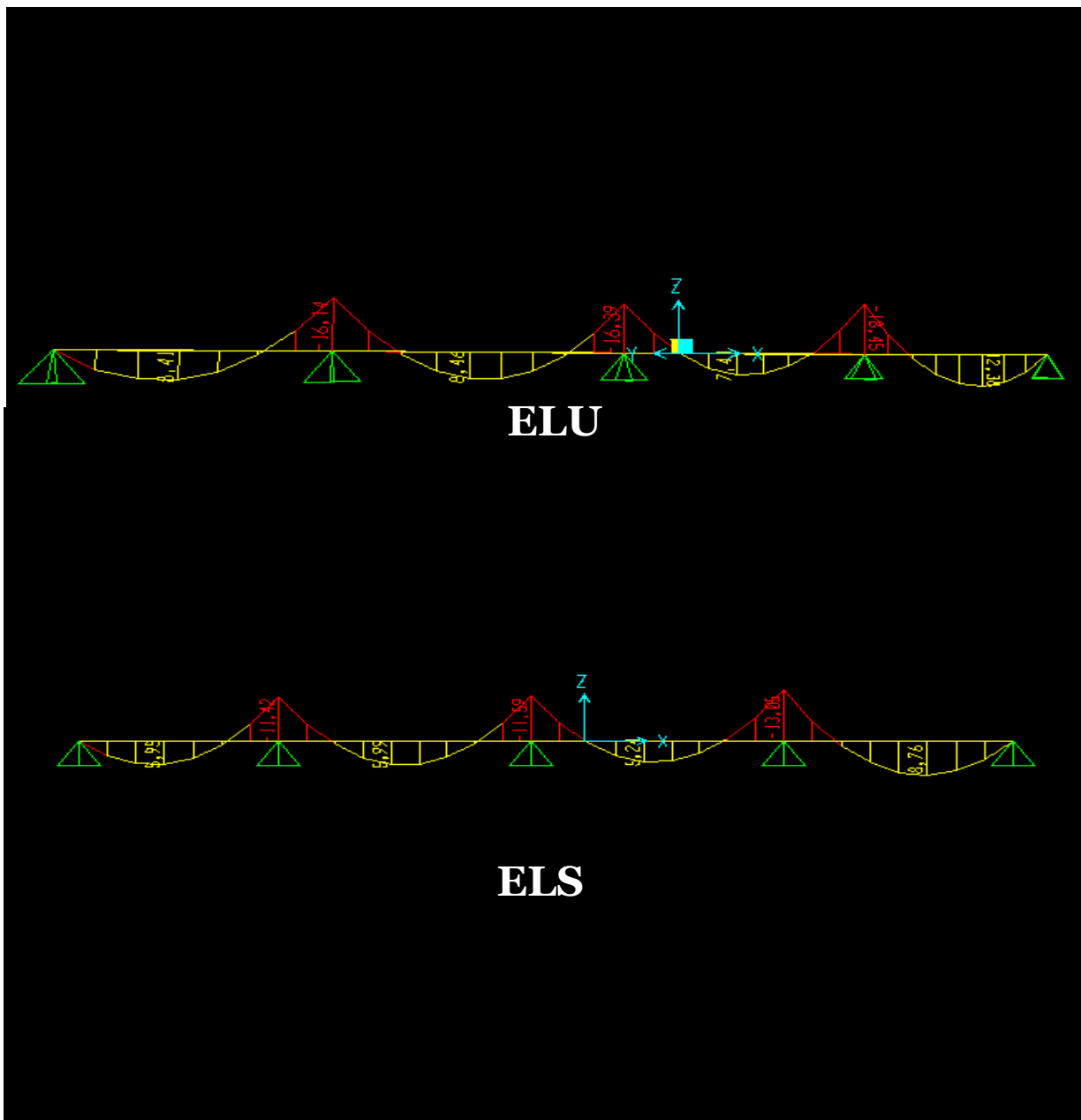


Figure III.23.Diagrammes des moments fléchissant ELU et ELS

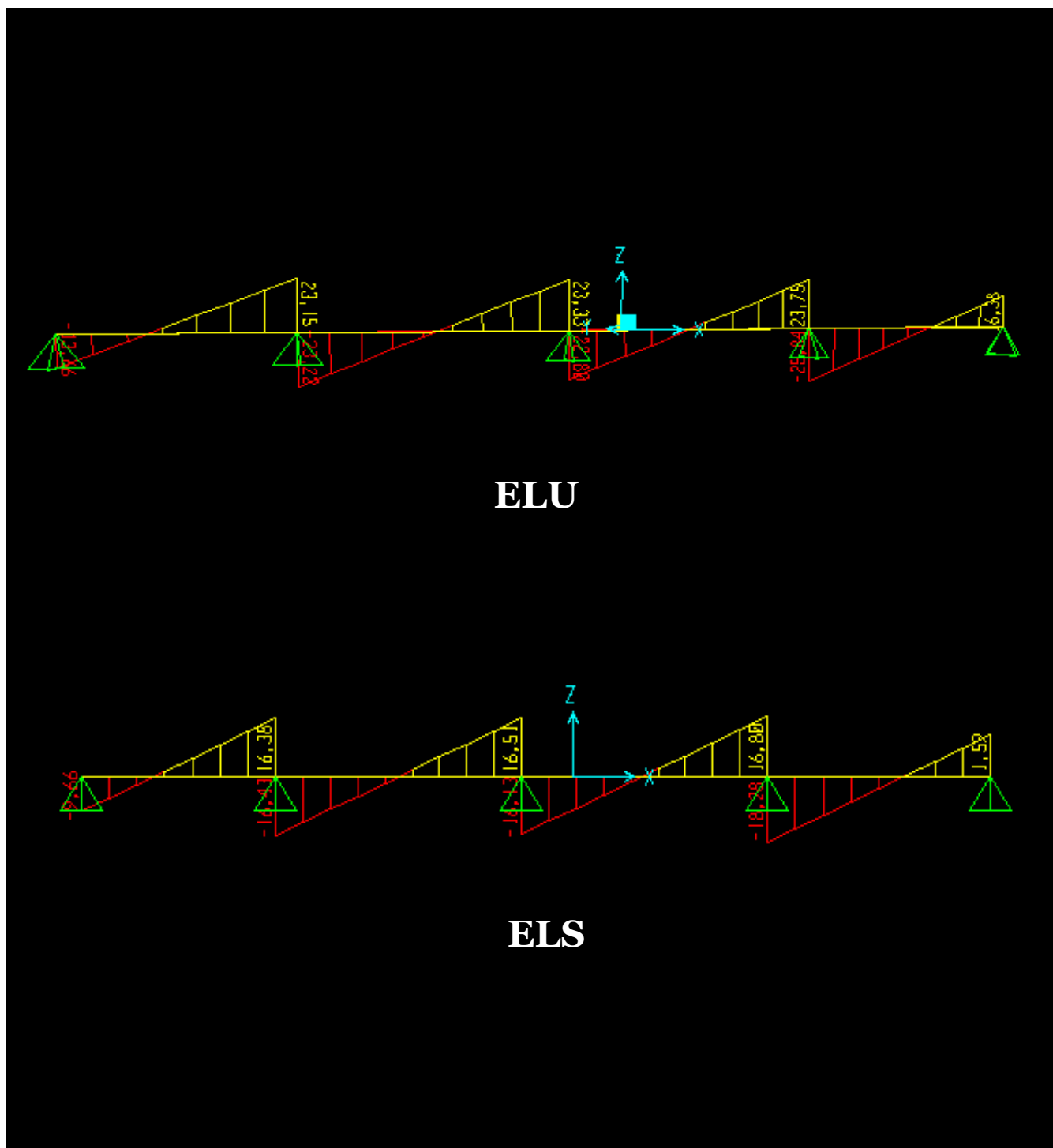


Figure III.24 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutre type 1

III.4.4. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

	ELU			ELS	
	M_{tu}^{max}	M_{au}^{max}	T_u^{max}	M_{tser}^{max}	M_{aser}^{max}
Sollicitations	12,45	-18,45	25,04	8,76	-13,05
Référence	Type 01			Type 01	

Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELU et l'ELS

III.4.4.1 Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,58 \text{ KN.m}$$

On a: $M_{tu}=12,45 \text{ Kn,m} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.11 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
22,77	0,204	Oui	0	0,289	16,70	435	2,65

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48\text{cm}^2 \qquad 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,13\text{cm}^2 ; 2,63\text{cm}^2 \} = 2,63 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s=3,39\text{cm}^2$)

III.4.4.2. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max}=12,45 \text{ kNm} < M_{tab}=58,94\text{kNm}$

Alors : L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
12,45	0,041	Oui	0	0,053	17,61	435	1,62

Tableau.III.12 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,208 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 0,208\text{cm}^2 ; 1,62\text{cm}^2 \} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s=3,39\text{cm}^2$)

III.4.5. Vérifications :

III.4.5.1 Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max}=25,04\text{kN}$.

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

Tel que : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots$ *Fissuration peu nuisible*

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \bar{d}_u} = 1,15 < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$$
 Vérifiée

Au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :

- Vérification de la compression du béton [1] :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=25,04$ kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{25,04 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,28 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,39 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,71 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d} = \frac{25,04 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,28 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,39 \geq T_u^{max} - \frac{M_{au}}{0,9d} = -0,83 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.4.5.2 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton [1] :

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2,5\text{cm}$

Y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 + 15(A_s + A'_s)y - 15(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se calculent par les formules qui suivent :

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 y \frac{h_0}{2} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ⁻ (MPa)	Vérification
Travée	8,76	3,39	0	4,71	12502,84	3,28	15	Vérifiée
Appuis	13,05	3,39	0	4,71	12502,84	4,88	15	Vérifiée

Tableau.III.13 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

III.4.5.3 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h=21cm; b₀=12cm; d=18,9cm; L=4,30m; M_{tser}=8,76kNm; M₀=16,94kNm ; A_s=2,73cm² ; f_e=500MPa.

Alors:

$$\bullet \frac{h}{L} = 0,0448 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0358 > 0,0105 \dots \dots \dots$ non vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,0488 < 0,141 \dots \dots \dots$ non vérifiée.

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 1,11cm$ ($L < 4,30m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y1 » [1] :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I0 » [1] :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
13,05	3,39	4,71	0,0126	435	3,27	1,30	0,13	12502,84	14025,88	16578,08

Tableau.III.14 : Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,7cm \quad (L = 4,30m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 1,8cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1,1cm < \bar{f} = 1,11cm \dots\dots\dots vérifiée$$

D. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

➤ «BAEL 91 modifié 99» [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij}K}{0,8fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t fe}{b_0S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

• «RPA 99 version 2003» [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,5\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte : $\phi_l = 5\text{mm}$

Donc :

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,069\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,7 \cdot 10^{-2}\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad . \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \quad . \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$A_t = 2\pi\phi_l^2/4 = 0,39\text{cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\phi_5 = 0,39\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 10,83\text{cm}$$

$$\text{Donc: } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad . \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \quad . \end{array} \right.$$

III.4.6 Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si} \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \cdots A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \cdots A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} [2]$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A1= 1,11cm²/ml

On prend : 4T6=1,51cm²

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

En prend S_t = 25cm

Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **3T6= 0.85 cm²** S_t=30cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 30cm suivant les deux sens

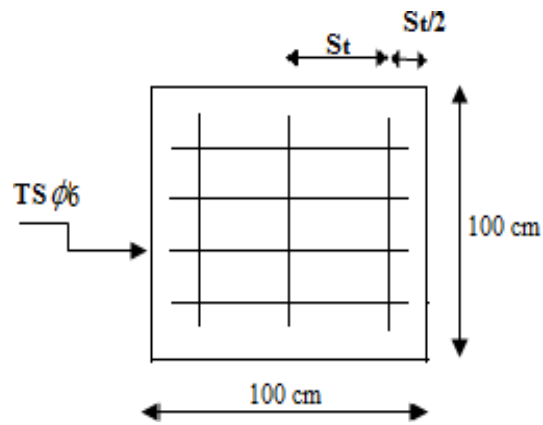


Figure III.25: Disposition constructive des armatures de la table de compression

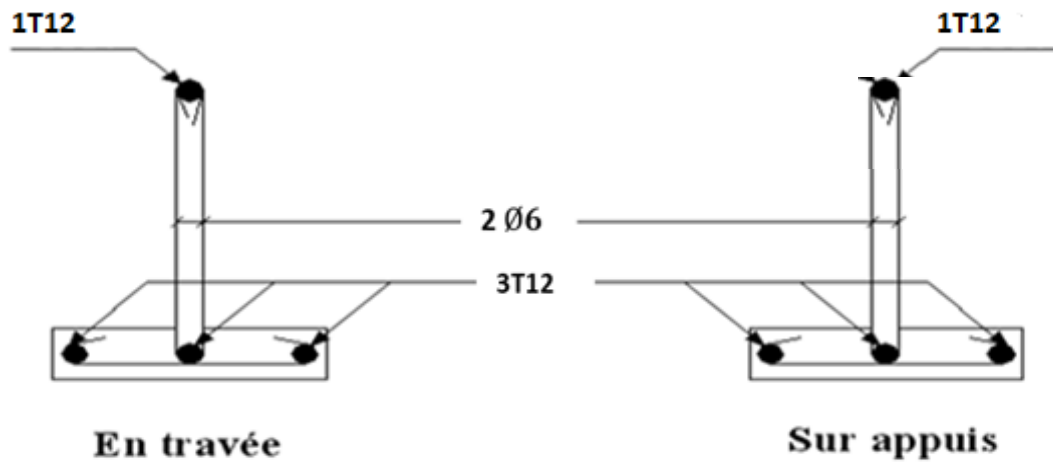


Figure III.26 : ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis

IV.1. Introduction

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par [6] moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

IV.2. Etude dynamique

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- ϕ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (8) et (9) dans l'équation (4) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \phi) = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (6)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots\dots\dots (7)$$

L'expression ci-dessus est appelée «Equation caractéristique».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 tel que :

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modal Shape).

IV.3.Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du [6].

IV.3.1.Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n, dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n a donc pour valeur : $n=6.p$.

- **Les éléments de portique**

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

- **Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales.
- Raidir la structure.

- **Les planchers**

Les plancher sont modélisés par des diaphragmes indéformables dans leur plan.

IV.3.2. Modélisation de la masse

La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ [1]. La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.

Le poids des planchers a été réparti sur les poutres.

En choisissant l'option (Mass source / From loads), le SAP2000 calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, tel que $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation,).

IV.3.3. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.4 Etude sismique

IV.4.1. Stratégie du calcul sismique

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalent :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.

- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

- Méthode de l'Analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- Méthode de l'Analyse temporelle :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

Remarque :

On a utilisé la méthode spectrale car les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées pour notre ouvrage qui est sa hauteur dépasse 17m [1], alors nous utiliserons **la méthode de L'analyse modale spectrale.**

IV.4.2.Méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.4.3. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

La représentation graphique du spectre de réponse est comme suit:

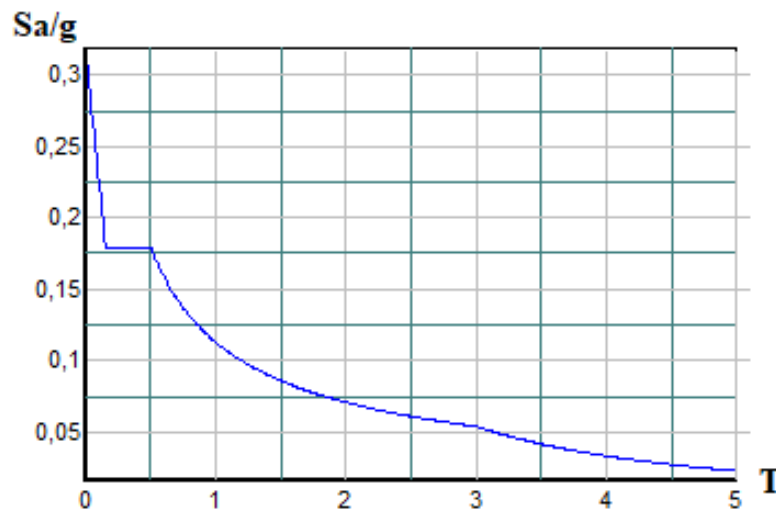


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.
- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.
- Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.4.4.Procédure de calcul

- **Calcul de la force sismique total**

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

- **Classification de l'ouvrage selon leur groupe d'usage et sa zone**

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 (ouvrage de grande importance) avec zone sismique : **III**. Ce qui implique $A = 0,25$.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S2 \Rightarrow
$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s.} \\ T_2 = 0.40 \text{ s.} \end{array} \right.$$

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où: $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0,88$$

La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par [1] :

Soit :

$$T_f = C_T (h_N)^{3/4}$$

- h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_T = 0,05. \\ T_f = 0,050 (40,8)^{3/4} = 0,67 \text{ s.} \end{array} \right.$$

Soit :

$$T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

- h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.
- Suivant la direction (x - x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 31,62}{\sqrt{20,95}} = 0,62 \text{ s}$
- Suivant la direction (y - y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 31,62}{\sqrt{16,05}} = 0,71 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,62; 0,81) = 0,62 \text{ s} \\ T_y = \min(0,71; 0,81) = 0,71 \text{ s} \end{cases}$$

$$D'où : D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,62}\right)^{2/3} = 1,643 \\ D_y = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,71}\right)^{2/3} = 1,504 \end{cases}$$

• Facteur de qualité Q

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,2$$

Tableau IV.1 : Facteur de Qualité 'q'.

Critère q	P _q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non Observé	Observé	Non Observé
1- Condition minimale sur les files de contreventement.	0	-	0	-
2-Redondances en plan.	0	-	0	-
3- Régularité en plan.	0	-	0	-
4- Régularité en élévation.	-	0,05	-	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux.	-	0,05	-	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	-	0,10	-	0,10
Total	0,2		0,2	

- Le poids total de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

- β : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un $\beta=0,2$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

- Coefficient de comportement R :

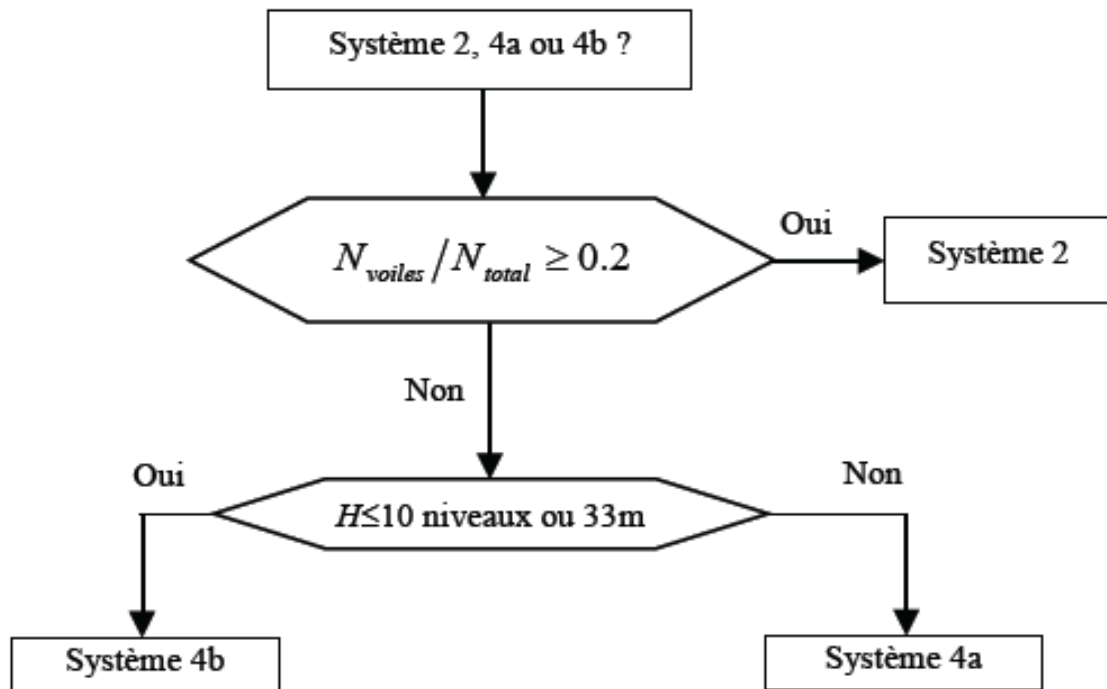


Figure IV.2 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement voiles [7].

Il est fonction du système de contreventement, nous allons démarrer l'analyse avec **R=4**
(Mixte portique /voiles) car : Portiques contreventés par des voiles . **Tableau 4.3**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{(0.25)(1,643)(1.2)}{4} W \Rightarrow V^x = 0,123 \times W \\ V_y = \frac{(0.25)(1,504)(1.2)}{4} W \Rightarrow V^y = 0,112 \times W \end{array} \right.$$

- Calcul de la résultante des forces sismiques

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par [1] est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport ($r = \frac{0,8V}{V_t}$).

- **Vérification des déplacements inter étage**

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).
- Si les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :
 - Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
 - Rajouter des voiles dans la structure.
- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.5.Résultats de l'analyse

Dans ce qui suit, nous allons présenter le calcul de notre structure, en considérant une épaisseur des voiles égale à $e = 20$ cm. Pour cela, nous commencerons par le calcul de la structure avec seulement le voile de l'ascenseur, c'est le modèle initial.

IV.5.1. Modèle Initial

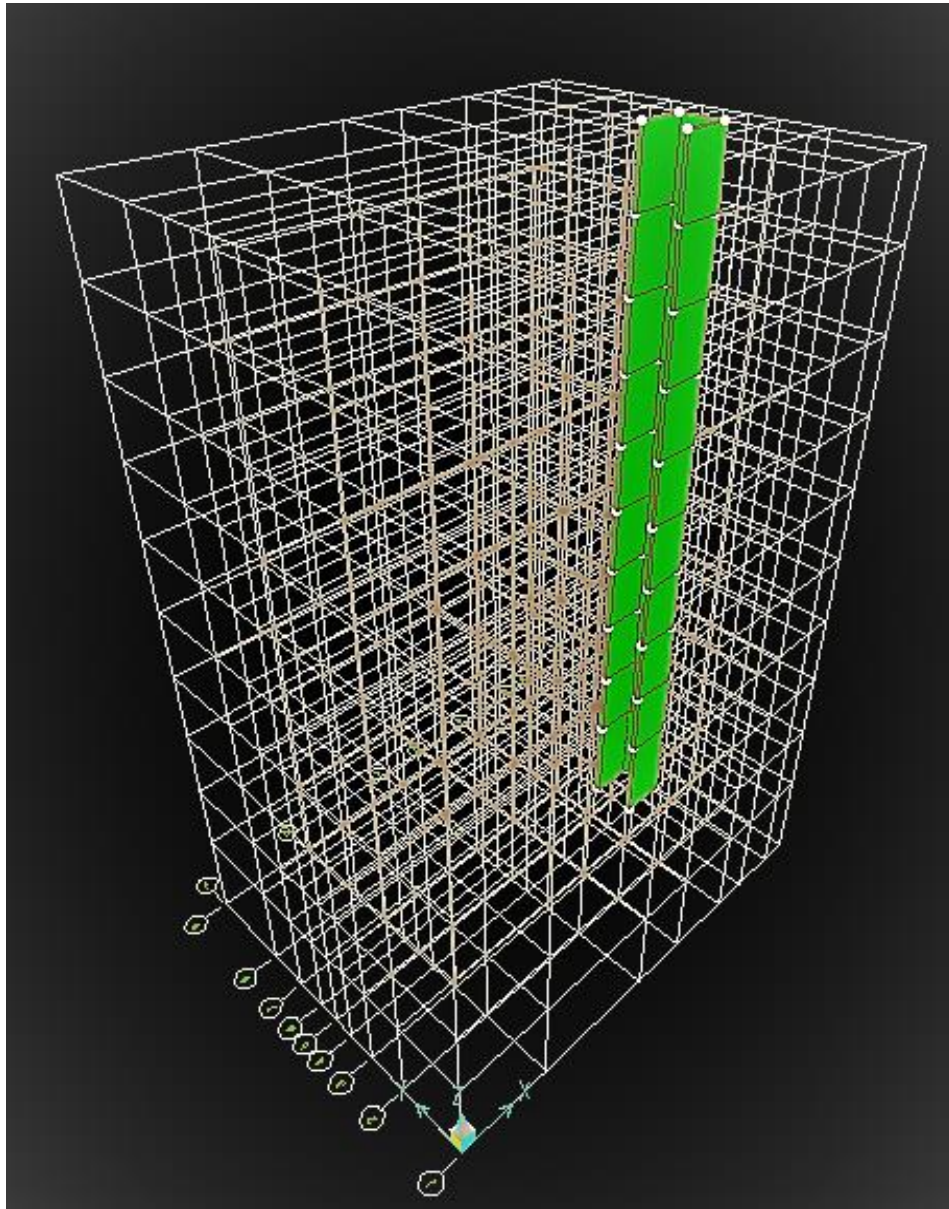


Figure IV.3 : Disposition des voiles du modèle initial.

IV.5.1.1. Analyse Modale

L'analyse du modèle initial a donnée les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

SpType	Step	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1,431933	0,00283	0,59826	2,544E-07	0,00283	0,59826	2,544E-07
Mode	2	1,318992	0,70554	0,00342	4,254E-08	0,70837	0,60168	2,969E-07
Mode	3	1,046773	0,00049	0,14006	1,298E-07	0,70886	0,74174	4,267E-07
Mode	4	0,545595	0,00014	0,08767	5,686E-07	0,70901	0,82941	9,954E-07
Mode	5	0,395703	0,16362	0,00024	0,00000741	0,87262	0,82965	0,000008405
Mode	6	0,342715	0,00003616	0,01741	8,289E-08	0,87266	0,84706	0,000008488
Mode	7	0,293514	0,00007626	0,07862	0,000000379	0,87274	0,92568	0,000008867
Mode	8	0,239833	0,000008856	0,01442	5,918E-07	0,87275	0,9401	0,000009459
Mode	9	0,179027	0,06391	0,00005772	0,00012	0,93665	0,94016	0,00013
Mode	10	0,171655	0,000004279	0,00865	0,000000101	0,93666	0,9488	0,00013

Les résultats de l'analyse du **Modèle 1** sont donnés comme suit :

- Une période fondamentale $T = 1,431 \text{ s}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

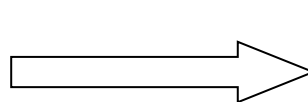
$$W = 30666,897 \text{ kN} \rightarrow V_x = 0,123 \times 30666,897 = 3779,19 \gg 0,8V_x = 3023,35$$

$$V_y = 0,112 \times 30666,897 = 3459,14 \gg 0,8V_y = 2767,31$$

D'après le fichier des résultats de SAP2000 on a :

$$F_1 = V_t^x = 2497,894 \text{ KN} \leq 0,8V_x$$

$$F_2 = V_t^y = 2049,350 \text{ KN} \leq 0,8V_y$$



$$r_x = 0,8V^x / V_t^x = 1,21$$

$$r_y = 0,8V^y / V_t^y = 1,35$$

IV.5.2.Modèle 1 :

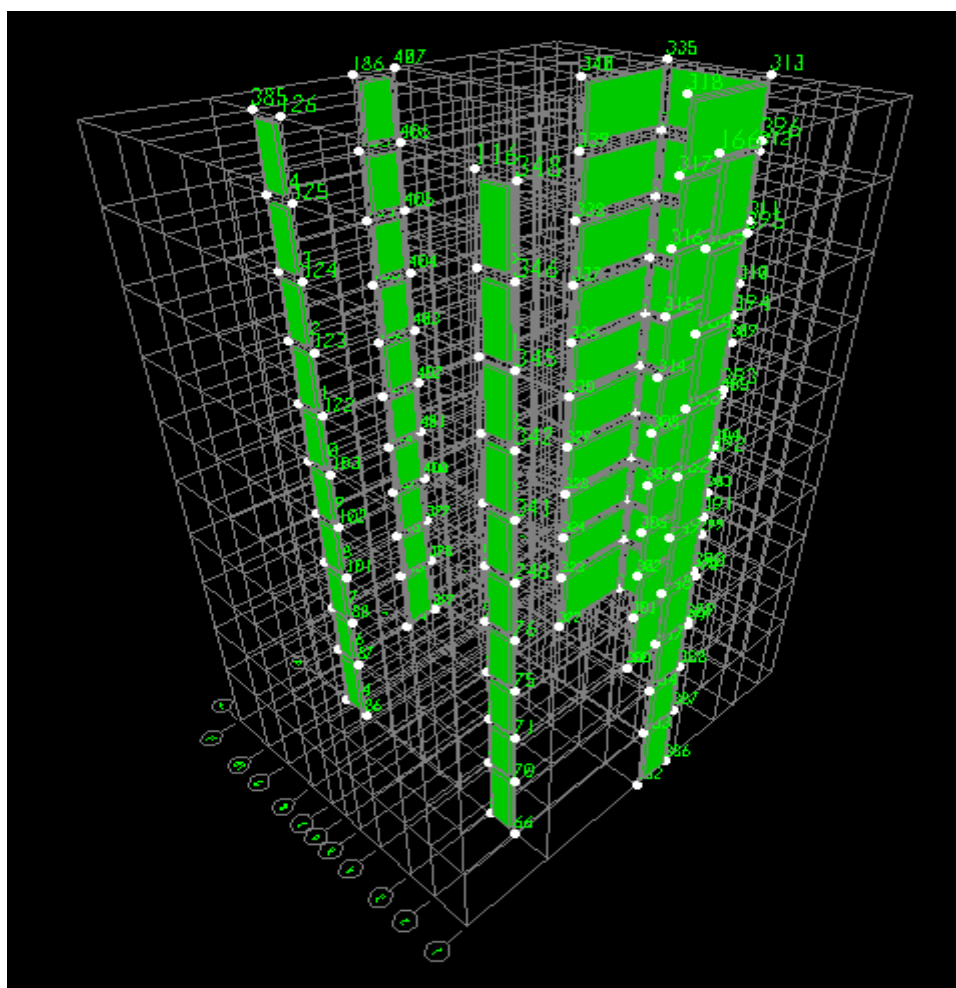


Figure IV.4 :Disposition des voiles du modèle 1.

Dans notre cas, et selon le règlement [1], on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x et r_y selon la direction.

Tableau IV.3 : Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1,091344	0,00029	0,53524	1,577E-07	0,00029	0,53524	1,577E-07
Mode	2	0,715464	0,67245	0,00039	0,00016	0,67274	0,53563	0,00016
Mode	3	0,451357	0,00006039	0,13971	4,679E-07	0,6728	0,67534	0,00016
Mode	4	0,349634	0,00007881	0,15174	2,881E-07	0,67288	0,82708	0,00016
Mode	5	0,179549	0,000002851	0,02723	1,98E-08	0,67288	0,85431	0,00016
Mode	6	0,170766	0,20447	0,00008306	0,00201	0,87736	0,85439	0,00217
Mode	7	0,1404	0,00026	0,000001401	0,17646	0,87762	0,85439	0,17863
Mode	8	0,123058	0,00003679	0,03541	0,00001394	0,87766	0,88981	0,17865
Mode	9	0,120892	0,00003433	0,04428	0,00003718	0,87769	0,93408	0,17868
Mode	10	0,112344	0,00001286	0,00014	0,0021	0,8777	0,93422	0,18078
Mode	11	0,109558	0,00003059	0,00007041	0,09543	0,87773	0,93429	0,27621
Mode	12	0,107658	4,683E-07	0,01059	0,0003	0,87774	0,94488	0,27651
Mode	13	0,091821	0,00007844	0,00023	0,11255	0,87781	0,94511	0,38906
Mode	14	0,087678	0,00007638	0,00039	0,0425	0,87789	0,9455	0,43156
Mode	15	0,082676	0,000008331	4,813E-08	0,05334	0,8779	0,9455	0,4849
Mode	16	0,08001	0,00278	0,00012	0,00003797	0,88068	0,94562	0,48494
Mode	17	0,079185	0,00024	6,308E-08	0,10184	0,88092	0,94562	0,58678
Mode	18	0,076975	0,00315	8,304E-07	0,01068	0,88407	0,94562	0,59746
Mode	19	0,075578	0,05273	0,00000569	0,00146	0,93679	0,94563	0,59892
Mode	20	0,073597	0,00478	0,000004427	0,00008331	0,94157	0,94563	0,599

Les résultats de l'analyse du **Modèle 1** comme suit :

- Une période fondamentale $T = 1,091 \text{ s}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 19^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

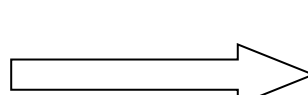
$$W = 34081,85 \text{ kN} \rightarrow V_x = 0,123 \times 34081,85 = 4192,06 \gg 0,8V_x = 3353,65$$

$$V_y = 0,112 \times 34081,85 = 3817,163 \gg 0,8V_y = 3053,73$$

D'après le fichier des résultats de SAP2000 on a :

$$F_1 = V_t^x = 3845,215 \text{ KN} \leq 0,8V_x$$

$$F_2 = V_t^y = 2753,466 \text{ KN} \leq 0,8V_y$$



$$r_x = 0,8V_x / V_t^x = 0,87$$

$$r_y = 0,8V_y / V_t^y = 1,10$$

IV.5.2.1. Vérification des Déplacements inter-étage :

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages du premier modèle.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
31,62	64	39,2	320	174	33,5	22	30,6	Non vérifier
28,56	57,3	34,8	286,5	241,01	34,5	22,5	30,6	Non vérifier
25,50	50,4	30,3	252	151,5	35,5	23	30,6	Non vérifier
22,44	43,3	25,7	216,5	128,5	37	23,5	30,6	Non vérifier
19,38	35,9	21	179,5	105	36,5	22	30,6	Non vérifier
16,32	28,6	16,6	143	83	36	21,5	30,6	Non vérifier
13,26	21,4	12,3	107	61,5	34	19	30,6	Non vérifier
10,2	14,6	8,5	73	42,5	31	17,5	30,6	Non vérifier
7,14	8,4	5	42	25	25	13,5	30,6	vérifier
4,08	3,4	2,3	17	11,5	17	11,5	40,8	vérifier

Les déplacements latéraux inter étage ne sont pas vérifiés a tous les niveaux et dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Dans ce cas nous allons rigidifier notre structure par l'ajout de voiles (voir Modèle 1).

IV.5.3.Modèle Final

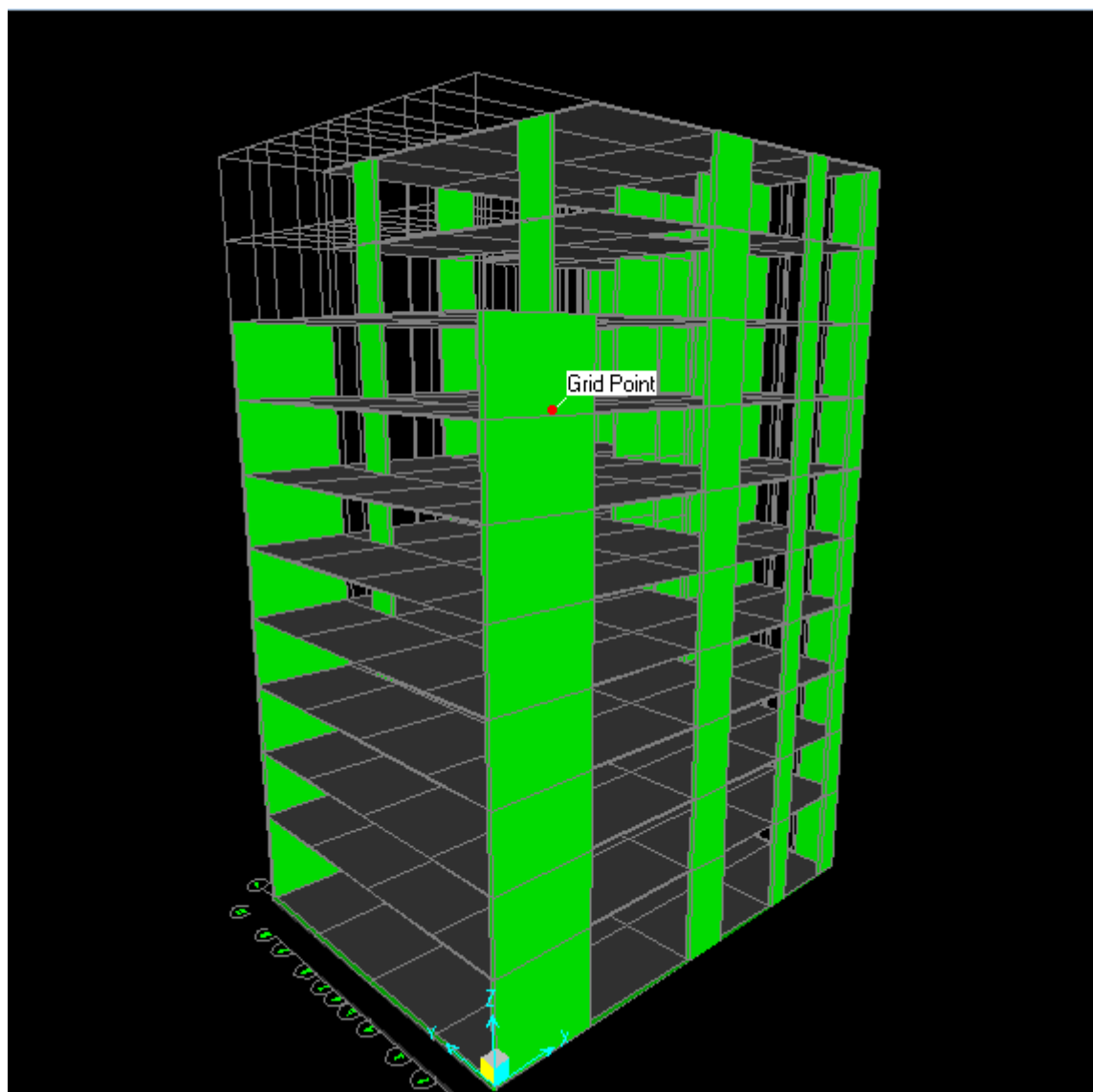


Figure IV.5 :Disposition des voiles du modèle final.

- Résultats de l'analyse dynamique du modèle final après les modifications
- Analyse Modale

L'analyse du modèle final a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

StepType	Step	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,835342	0,00002835	0,55098	4,582E-07	0,00002588	0,55098	3,850E-07
Mode	2	0,511255	0,66748	0,00009359	0,000001759	0,66751	0,55107	0,00000950
Mode	3	0,361356	0,00011	0,15413	2,137E-07	0,66874	0,71017	0,00001022
Mode	4	0,248641	0,000005945	0,12644	0,000001647	0,66874	0,83661	0,00001187
Mode	5	0,132166	0,19841	0,0003	0,00042	0,86715	0,83692	0,00044
Mode	6	0,12967	0,00073	0,04307	0,000003376	0,86788	0,87999	0,00044
Mode	7	0,104977	0,00005834	0,04242	0,00001378	0,86793	0,92241	0,00045
Mode	8	0,09698	0,0000326	0,000002124	0,14109	0,86797	0,92241	0,14154
Mode	9	0,088974	0,000001525	0,00016	0,00183	0,86797	0,92258	0,14337
Mode	10	0,08492	0,00002377	0,00008594	0,02796	0,86799	0,92266	0,17133
Mode	11	0,081137	0,00001947	0,000006549	0,05076	0,86801	0,92267	0,2221
Mode	12	0,079514	0,000005353	0,0273	0,00008724	0,86802	0,94997	0,22218
Mode	13	0,068119	0,00254	0,00004686	0,08887	0,87055	0,95002	0,31105
Mode	14	0,065033	0,00326	0,00015	0,02759	0,87381	0,95017	0,33864
Mode	15	0,062942	0,06047	0,000003281	0,0002	0,93429	0,95017	0,33884

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0,835 s**.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **15^{ème} mode**.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Les résultantes des forces sismiques :

$$W = 39811,707 \text{ kN} \rightarrow V_x = 0,123 \times 39811,707 = 4896,83 \quad \gg 0,8V_x = 4554,45$$

$$V_y = 0,112 \times 39811,707 = 5175,521 \quad \gg 0,8V_y = 3513,29$$

IV.5.3.1. Vérifications des déplacements inter-étage :

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 02.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
31,62	29,3	14,2	146,5	71	18	7	30,6	vérifier
28,56	25,7	12,8	128,5	64	18	8	30,6	vérifier
25,50	22,1	11,2	110,5	56	18	8	30,6	vérifier
22,44	18,5	9,6	92,5	48	18	8,5	30,6	vérifier
19,38	14,9	7,9	74,5	39,5	17	8	30,6	vérifier
16,32	11,5	6,3	57,5	31,5	16,5	8	30,6	vérifier
13,26	8,2	4,7	41	23,5	14	7,5	30,6	vérifier
10,2	5,4	3,2	27	16	12	6,5	30,6	vérifier
7,14	3	1,9	15	9,5	9	5,5	30,6	vérifier
4,08	1,2	0,8	6	4	6	4	40,8	vérifier

Nous constatons que les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement [1].

IV.5.3.2. Vérification du critère de l'effort normal réduit

Outre les vérifications [3] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	v	Condition	Section corrigée (cm ²)	v	Condition
9 ^{eme} étage	314,924	30x30	0,140	< 0,3	40*40	0,079	< 0,3
8 ^{eme} étage	599,546	30x30	0,266	< 0,3	40*40	0,150	< 0,3
7 ^{eme} étage	891,426	30x30	0,396	> 0,3	40*40	0,223	< 0,3
6 ^{eme} étage	1188,380	30x30	0,528	> 0,3	45*45	0,297	< 0,3
5 ^{eme} étage	1488,789	35x35	0,486	> 0,3	50*50	0,238	< 0,3
4 ^{eme} étage	1791,218	35x35	0,585	> 0,3	55*55	0,287	< 0,3
3 ^{eme} étage	2101,431	40x40	0,525	> 0,3	60*60	0,233	< 0,3
2 ^{eme} étage	2416,057	40x40	0,604	> 0,3	60*60	0,268	< 0,3
1 ^{er} étage	2741,053	45x45	0,541	> 0,3	65*65	0,260	< 0,3
R.D.C	3079,462	45x45	0,608	> 0,3	65*65	0,292	< 0,3

La vérification du critère de l'effort normal réduit n'était pas vérifiée pour les sections des poteaux déterminées dans notre étude, pour cela nous avons augmenté la section de ces derniers ce qui conduit à la vérification du critère.

Or d'après le fichier des résultats de SAP2000 on a :

$$\begin{aligned}
 F_1 = V_t^x &= 5292,514 \text{ KN} \leq 0,8V_x \\
 F_2 = V_t^y &= 3584,999 \text{ KN} \leq 0,8V_y
 \end{aligned}
 \quad \Rightarrow \quad
 \begin{cases}
 r_x = 0,8V^x / V_t^x = 0,92 \\
 r_y = 0,8V^y / V_t^y = 0,98
 \end{cases}$$

IV.5.3.3. Vérifications des déplacements inter étage :

Les résultats du des déplacements inter-étage pour le modèle final est comme suit :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_k^x (mm)$	$\delta_k^y (mm)$	$\Delta_k^x (mm)$	$\Delta_k^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
31,62	19,4	12,1	97	60,5	11,5	5,5	30,6	vérifier
28,56	17,1	11	85,5	55	12	6	30,6	vérifier
25,50	14,7	9,8	73,5	49	12	6,5	30,6	vérifier
22,44	12,3	8,5	61,5	42,5	11,5	7	30,6	vérifier
19,38	10	7,1	50	35,5	11,5	6,5	30,6	vérifier
16,32	7,7	5,8	38,5	29	10,5	7	30,6	vérifier
13,26	5,6	4,4	28	22	9,5	7	30,6	vérifier
10,2	3,7	3	18,5	15	8,5	6	30,6	vérifier
7,14	2	1,8	10	9	6	5	30,6	vérifier
4,08	0,8	0,8	4	4	4	4	40,8	vérifier

IV.6. Justification du choix du coefficient de comportement

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

➤ **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :**

1. L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 23525,48$ kN (ELS « G+Q »).
2. L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 13302,01$ kN (ELS « G+Q »).
3. $P_{voiles} / P_{Tot} = 56,54 \% > 20\%$.
4. Alors les voiles de contreventement reprennent plus que 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Tableau IV.9 : Modale final après le changement de spectre :

StepType	Step	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,819836	0,00002643	0,55436	4,191E-07	0,00002643	0,55436
Mode	2	0,514579	0,6715	0,00009361	0,00001079	0,67152	0,55445
Mode	3	0,362679	0,00012	0,1583	0,000000174	0,67164	0,71275
Mode	4	0,247902	0,000006135	0,12561	0,000001617	0,67165	0,83836
Mode	5	0,131319	0,19557	0,00071	0,00041	0,86722	0,83907
Mode	6	0,129932	0,00223	0,04134	0,000006571	0,86945	0,88042
Mode	7	0,104644	0,00006029	0,04235	0,00001464	0,86951	0,92277
Mode	8	0,097014	0,00002838	0,000002595	0,14395	0,86954	0,92277
Mode	9	0,089076	0,000001162	0,00017	0,00172	0,86954	0,92294
Mode	10	0,084988	0,00001912	0,00008516	0,0284	0,86956	0,92303
Mode	11	0,08127	0,00001626	0,000003569	0,05243	0,86958	0,92303
Mode	12	0,079628	0,000005202	0,02731	0,00008282	0,86958	0,95034
Mode	13	0,068262	0,00186	0,00003712	0,08925	0,87144	0,95037
Mode	14	0,065161	0,00217	0,00012	0,02928	0,87362	0,95049
Mode	15	0,062839	0,05911	2,022E-07	0,00024	0,93272	0,95049

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0,819 s.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **15^{ème} mode.**
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.

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

Le calcul des résultantes des forces sismiques est le suivant :

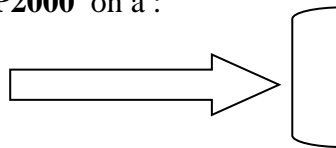
$$W = 40710,879 \text{ kN} \rightarrow V_x = 0,123 \times 40710,879 = 4873,7055 \gg 0,8V_x = 5007,43$$

$$V_y = 0,112 \times 40710,879 = 5078,1564 \gg 0,8V_y = 3668,65$$

D'après le fichier des résultats de **SAP2000** on a :

$$F_1 = V_t^x = 5701,58 \text{ KN} \leq 0,8V_x$$

$$F_2 = V_t^y = 3861,74 \text{ KN} \leq 0,8V_y$$



$$r_x = 0,8V^x / V_t^x = 0,87$$

$$r_y = 0,8V^y / V_t^y = 0,95$$

Vérifications des déplacements inter étage :

Les résultats du des déplacements inter-étage pour le modèle final est comme suit :

(D'après le changement de coefficient de comportement R)

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
31,62	20,2	12,7	101	60,5	11,5	6	30,6	vérifier
28,56	17,8	11,5	89	55	12	6,5	30,6	vérifier
25,50	15,4	10,2	77	49	12	6,5	30,6	vérifier
22,44	12,9	8,9	64,5	42,5	11,5	7	30,6	vérifier
19,38	10,4	7,5	52	35,5	11,5	7,5	30,6	vérifier
16,32	8	6	40	29	10,5	7	30,6	vérifier
13,26	5,4	4,6	29	22	9,5	7	30,6	vérifier
10,2	3,8	3,2	19	15	8,5	6,5	30,6	vérifier
7,14	2,1	1,9	10,5	9	6	5,5	30,6	vérifier
4,08	0,8	0,8	4	4	4	4	40,8	vérifier

IV.6.1. Vérification du critère de l'effort normal réduit

Outre les vérifications [3] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	v	Condition	Section corrigée (cm ²)	v	Condition
9 ^{eme} étage	332,809	30x30	0,148	< 0,3	40*40	0,083	< 0,3
8 ^{eme} étage	640,990	30x30	0,285	< 0,3	45*45	0,066	< 0,3
7 ^{eme} étage	954,109	30x30	0,424	> 0,3	45*45	0,066	< 0,3
6 ^{eme} étage	1270,427	30x30	0,565	> 0,3	50*50	0,251	< 0,3
5 ^{eme} étage	1596,421	35x35	0,521	> 0,3	55*55	0,203	< 0,3
4 ^{eme} étage	1924,223	35x35	0,628	> 0,3	60*60	0,211	< 0,3
3 ^{eme} étage	2266,364	40x40	0,567	> 0,3	60*60	0,252	< 0,3
2 ^{eme} étage	2611,172	40x40	0,553	> 0,3	65*65	0,247	< 0,3
1 ^{er} étage	2965,933	45x45	0,586	> 0,3	65*65	0,281	< 0,3
R.D.C	3338,668	45x45	0,659	> 0,3	70*70	0,273	< 0,3

IV.7.Conclusion

Etant donné que :

- Les déplacements relatifs inter étages sont vérifiés.
- L'effort normal pour les poteaux vérifiés
- Les voiles de contreventement reprennent plus que 20% des sollicitations dues aux charges verticales. les voiles sans éléments porteurs

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=3,5$) est justifié.

V.1.Introduction

Le présent chapitre consiste à calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Dans notre cas ces éléments sont :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.2.Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement tendue **SET**.
- ✓ Section entièrement comprimée **SEC**.
- ✓ Section partiellement comprimée **SPC**.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	348
Accidentelle	1,15	25	18,47	1	500	400

2.1. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons:

2.1.1. Combinaisons Situation durable [3]

$$\left[\begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

2.1.2. Combinaisons Situation accidentelle [1]

$$\left[\begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

- G: Charges permanentes.
- Q: Surcharge d'exploitation.
- E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$)
- ✓ Moment maximum et l'effort correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$)
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$)

2.1.3. Recommandations

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet [1].

- Leur pourcentage est limité par :

- ✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$: Zone courante (Z.C)
- ✓ $0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$: Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

- A_s : La section d'acier.
- B : Section du béton [cm^2].
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

2.2. Résultats des efforts et ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts sont donnés après calcul par logiciel [6]

Les tableaux ci-après regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

Remarque : Le logiciel de **SOCOTEC** est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

2.2.1. Situation durable

- **Combinaison :** ELU = 1,35 G + 1,5 Q
- ❖ **Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)**

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
9 ^{eme}	40*40	-337,25	3,59	SEC	0	0	14,40
8 ^{eme}	45*45	-654,00	6,64	SEC	0	0	18,22
7 ^{eme}	45*45	-973,59	6,02	SEC	0	0	18,22
6 ^{eme}	50*50	-1299,59	5,76	SEC	0	0	22,50
5 ^{eme}	55*55	-1632,22	5,13	SEC	0	0	27,22
4 ^{eme}	60*60	-1972,74	4,88	SEC	0	0	32,40
3 ^{eme}	60*60	-2315,87	3,27	SEC	0	0	32,40
2 ^{eme}	65*65	-2668,46	2,68	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	65*65	-3023,93	1,34	SEC	0	0	38,02
RDC	70*70	-3406,66	0,41	SEC	0	0	44,10

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})**

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux situation durable (M^{\max} ; N^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
9 ^{eme}	40*40	-165,41	37,41	SEC	0	0	14,40
8 ^{eme}	45*45	-308,28	33,48	SEC	0	0	18,22
7 ^{eme}	45*45	-147,01	33,00	SEC	0	0	18,22
6 ^{eme}	50*50	-644,64	33,20	SEC	0	0	22,50
5 ^{eme}	55*55	-829,06	31,10	SEC	0	0	27,22
4 ^{eme}	60*60	-1028,72	29,43	SEC	0	0	32,40
3 ^{eme}	60*60	-1241,09	22,47	SEC	0	0	32,40
2 ^{eme}	65*65	-1475,08	20,94	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	65*65	-1726,11	13,86	SEC	0	0	38,02
RDC	70*70	-1995,11	08,97	SEC	0	0	44,10

❖ **Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})**

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
9 ^{eme}	40*40	-043,61	-13,41	SPC	0,14	0	14,40
8 ^{eme}	45*45	-099,97	-10,33	SEC	0	0	18,22
7 ^{eme}	45*45	-121,36	-13,55	SEC	0	0	18,22
6 ^{eme}	50*50	-244,07	-11,91	SEC	0	0	22,50
5 ^{eme}	55*55	-330,88	-11,71	SEC	0	0	27,22
4 ^{eme}	60*60	-427,57	-11,48	SEC	0	0	32,40
3 ^{eme}	60*60	-533,29	-09,56	SEC	0	0	32,40
2 ^{eme}	65*65	-645,13	-09,86	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	65*65	-767,04	-07,99	SEC	0	0	38,02
RDC	70*70	-896,08	-05,26	SEC	0	0	44,10

2.2.2. Situation accidentel

- Combinaison : G+Q±E

❖ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
9 ^{eme}	40*40	-0183,73	-42,89	SPC	0,05	0	14,40
8 ^{eme}	45*45	-0486,36	-48,34	SEC	0	0	18,22
7 ^{eme}	45*45	-0724,95	-40,66	SEC	0	0	18,22
6 ^{eme}	50*50	-0967,56	-48,19	SEC	0	0	22,50
5 ^{eme}	55*55	-1214,44	-51,23	SEC	0	0	27,22
4 ^{eme}	60*60	-1466,47	-58,57	SEC	0	0	32,40
3 ^{eme}	60*60	-1719,78	-53,31	SEC	0	0	32,40
2 ^{eme}	65*65	-1979,33	-58,81	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	65*65	-2240,30	-55,32	SEC	0	0	38,02
RDC	70*70	-2520,69	-78,22	SEC	0	0	44,10

❖ Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (kN)	M^{\max} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
9 ^{eme}	40*40	-116,29	-096,34	SPC	4,61	0	14,40
8 ^{eme}	45*45	-239,13	-094,27	SPC	1,78	0	18,22
7 ^{eme}	45*45	-048,02	163,22	SPC	8,21	0	18,22
6 ^{eme}	50*50	-100,62	139,03	SPC	4,64	0	22,50
5 ^{eme}	55*55	-153,43	160,26	SPC	5,68	0	27,22
4 ^{eme}	60*60	-207,42	165,32	SPC	3,42	0	32,40
3 ^{eme}	60*60	-821,42	-158,91	SEC	0	0	32,40
2 ^{eme}	65*65	-997,36	-182,24	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	65*65	-1166,81	-198,85	SEC	0	0	38,02
RDC	70*70	-538,56	-286,27	SEC	0	0	44,10

❖ Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
9 ^{eme}	40*40	23,95	19,72	SPC	1,9	0	14,40
8 ^{eme}	45*45	11,31	30,36	SPC	1,45	0	18,22
7 ^{eme}	45*45	10,94	27,42	SPC	1,84	0	18,22
6 ^{eme}	50*50	14,09	34,50	SPC	1,49	0	22,50
5 ^{eme}	55*55	13,60	35,64	SPC	1,79	0	27,22
4 ^{eme}	60*60	08,46	36,68	SPC	1,29	0	32,40
3 ^{eme}	60*60	-05,63	29,66	SPC	1,21	0	32,40
2 ^{eme}	65*65	-028,92	28,96	SPC	1,45	0	38,02
1 ^{er}	65*65	-070,13	19,42	SEC	0	0	38,02
RDC	70*70	-132,40	16,56	SEC	0	0	44,10

Combinaison : 0,8G±E

❖ Effort normal maximal et le moment correspondant ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} ; M^{corr}).

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
9 ^{eme}	40*40	-0183,73	-42,89	SPC	0,77	0	14,40
8 ^{eme}	45*45	-0344,94	-49,43	SEC	0	0	18,22
7 ^{eme}	45*45	-0509,17	-42,04	SEC	0	0	18,22
6 ^{eme}	50*50	-0676,36	-49,51	SEC	0	0	22,50
5 ^{eme}	55*55	-0846,70	-52,40	SEC	0	0	27,22
4 ^{eme}	60*60	-1020,86	-59,68	SEC	0	0	32,40
3 ^{eme}	60*60	-1195,69	-54,04	SEC	0	0	32,40
2 ^{eme}	65*65	-1375,09	-59,40	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	65*65	-1555,22	-55,60	SEC	0	0	38,02
RDC	70*70	-1750,43	-78,25	SEC	0	0	44,10

❖ **Moment maximum et l'effort correspondant ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**

Tableau V.9 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Etage	Section (cm ²)	N ^{corr} (kN)	M ^{max} (kN.m)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
9 ^{eme}	40*40	-085,05	096,33	SPC	4,91	0	14,40
8 ^{eme}	45*45	-170,41	094,25	SPC	2,46	0	18,22
7 ^{eme}	45*45	-020,04	161,39	SPC	8,37	0	18,22
6 ^{eme}	50*50	-041,52	137,82	SPC	5,17	0	22,50
5 ^{eme}	55*55	-062,37	158,23	SPC	6,48	0	27,22
4 ^{eme}	60*60	-083,55	164,10	S SPC	3,42	0	32,40
3 ^{eme}	60*60	-657,99	158,23	SEC	0	0	32,40
2 ^{eme}	65*65	-799,63	181,65	SEC	0	0	38,02
1 ^{er}	65*65	-934,41	-198,48	SPC	4,33	0	38,02
RDC	70*70	-267,95	285,48	SPC	5,97	0	44,10

❖ **Effort normal minimal et le moment correspondant ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)**

Tableau V.10 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min} ; M^{\text{corr}}$).

Etage	Section (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
9 ^{eme}	40*40	023,95	19,72	SPC	2,01	0	14,40
8 ^{eme}	45*45	039,38	20,10	SPC	1,67	0	18,22
7 ^{eme}	45*45	056,33	17,12	SPC	2,18	0	18,22
6 ^{eme}	50*50	075,54	21,94	SPC	1,54	0	22,50
5 ^{eme}	55*55	090,34	20,90	SPC	1,84	0	27,22
4 ^{eme}	60*60	97,54	18 ,10	SPC	1,29	0	32,40
3 ^{eme}	60*60	100,12	29,83	SPC	2,31	0	32,40
2 ^{eme}	65*65	099,14	29,12	SPC	1,85	0	38,02
1 ^{er}	65*65	082,18	19,43	SPC	1,4	0,24	38,02
RDC	70*70	045,90	17,53	SPC	1,4	0,24	44,10

2.3. Choix des armatures

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.

Etages	Sections (cm ²)	As cal (cm ²)	As min (cm ²)	As max (Z.C)(cm ²)	As max (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	As adopté
							(cm ²)
9 ^{eme}	40x40	4,91	14,40	64	96	4T20+8T16	28,65
8 ^{eme}	45x45	2,46	18,22	81	121,5	4T20+8T16	28,65
7 ^{eme}	45x45	8,37	18,22	81	121,5	4T20+8T16	28,65
6 ^{eme}	50x50	5,17	22,50	100	150,0	4T20+8T16	28,65
5 ^{eme}	55x55	6,48	27,22	121	181,5	4T20+8T16	28,65
4 ^{eme}	60x60	3,42	32,40	144	216,0	16T20	50,24
3 ^{eme}	60x60	2,31	32,40	144	216,0	16T20	50,24
2 ^{eme}	65x65	1,85	38,02	169	253,5	16T20	50,24
1 ^{er}	65x65	4,33	38,02	169	253,5	16T20	50,24
RDC	70x70	5,97	44,1	196	294,0	16T20	50,24

2.4. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ **Acier** :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max} (0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\xi$

Avec :

– $\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

❖ N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{cor}

Tableau V.12 : Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	A _s adopté (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérificat°
9 ^{eme}	40x40	-0247,27	2,61	28,64	22,80	201,63	1,45	15	Ok
8 ^{eme}	45x45	-0478,08	3,38	28,64	35,40	201,63	2,23	15	Ok
7 ^{eme}	45x45	-0710,96	4,38	28,64	51,20	201,63	3,23	15	Ok
6 ^{eme}	50x50	-0948,56	4,20	28,64	55,80	201,63	3,51	15	Ok
5 ^{eme}	55x55	-1191,06	3,74	28,64	55,40	201,63	3,47	15	Ok
4 ^{ème}	60x60	-1439,38	3,56	50,24	57,20	201,63	3,43	15	Ok
3 ^{ème}	60x60	-1689,60	2,39	50,24	66,60	201,63	4,17	15	Ok
2 ^{ème}	65x65	-1946,79	1,95	50,24	65,40	201,63	4,15	15	Ok
1 ^{er}	65x65	-2206,08	-0,98	50,24	74,90	201,63	4,68	15	Ok
RDC	70x70	-2485,51	0,95	50,24	73,80	201,63	4,59	15	Ok

❖ N_{ser}^{cor} ; M_{ser}^{max}

Tableau V.13 : Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	A _s adopté (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MP)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérificat°
9 ^{eme}	40x40	-0121,56	27,29	28,64	37,60	201,63	2,74	15	Ok
8 ^{eme}	45x45	-0225,74	24,14	28,64	31,60	201,63	2,14	15	Ok
7 ^{eme}	45x45	-0107,14	24,11	28,64	26,00	201,63	1,85	15	Ok
6 ^{eme}	50x50	-0471,09	24,20	28,64	39,20	201,63	2,55	15	Ok
5 ^{eme}	55x55	-0605,68	22,66	28,64	37,20	201,63	2,40	15	Ok
4 ^{ème}	60x60	-0751,11	21,45	50,24	35,70	201,63	2,28	15	Ok
3 ^{ème}	60x60	-0909,08	16,37	50,24	40,30	201,63	2,56	15	Ok
2 ^{ème}	65x65	-1077,35	15,27	50,24	40,20	201,63	2,54	15	Ok
1 ^{er}	65x65	-1260,71	10,11	50,24	45,10	201,63	2,84	15	Ok
RDC	70x70	-1457,07	06,55	50,24	44,50	201,63	2,79	15	Ok

$N_{ser}^{min} ; M_{ser}^{cor}$ ❖ **Tableau V.14** : Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	A _s adopté (cm ²)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérificat°
9 ^{eme}	40x40	-032,16	-9,81	28,64	12,8	201,63	0,95	15	Ok
8 ^{eme}	45x45	-073,45	-7,80	28,64	10,30	201,63	0,69	15	Ok
7 ^{eme}	45x45	-088,47	-9,95	28,64	12,70	201,63	0,86	15	Ok
6 ^{eme}	50x50	-179,07	-8,73	28,64	14,60	201,63	0,95	15	Ok
5 ^{eme}	55x55	-242,72	-8,59	28,64	14,70	201,63	0,95	15	Ok
4 ^{eme}	60x60	-313,65	-8,42	50,24	14,70	201,63	0,94	15	Ok
3 ^{eme}	60x60	-391,21	-7,01	50,24	17,40	201,63	1,10	15	Ok
2 ^{eme}	65x65	-473,23	-7,23	50,24	17,80	201,63	1,12	15	Ok
1 ^{er}	65x65	-562,65	-5,87	50,24	20,50	201,63	1,29	15	Ok
RDC	70x70	-657,26	-3,86	50,24	20,30	201,63	1,27	15	Ok

2.5. Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant

• Vérification de la Contrainte de Cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- b: Largeur de la section du poteau.
- d: Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le règlement [2]

- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable.

- Selon le règlement [1]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

- $\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

- λ : L'élancement du poteau $\left(\lambda = \frac{L_f}{i}\right)$
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i}\right) = \text{sqrt}(12) \times 0,7 \times 3,06 / 0,4$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	τ_u RPA (MPa)	τ_u BAEL (MPa)	Vérification
9 ^{eme}	40x40	38,73	0,242	18,55	0,075	1,875	2,50	Ok
8 ^{eme}	45x45	41,35	0,204	16,84	0,075	1,875	2,50	Ok
7 ^{eme}	45x45	40,15	0,198	16,48	0,075	1,875	2,50	Ok
6 ^{eme}	50x50	45,77	0,183	14,84	0,075	1,875	2,50	Ok
5 ^{eme}	55x55	45,78	0,151	13,49	0,075	1,875	2,50	Ok
4 ^{eme}	60x60	47,22	0,131	12,36	0,075	1,875	2,50	Ok
3 ^{eme}	60x60	38,22	0,106	12,36	0,075	1,875	2,50	Ok
2 ^{eme}	65x65	37,49	0,088	11,42	0,075	1,875	2,50	Ok
1 ^{er}	65x65	24,58	0,058	11,42	0,075	1,875	2,50	Ok
RDC	70x70	41,42	0,084	10,6	0,075	1,875	2,50	Ok

2.6. Ferrailage transversale des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [3] et [1] ; elles sont données comme suit :

- Selon le règlement [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_c}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le règlement [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_c}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots$ si $\lambda_g < 5$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).
- ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$
- a : Dimension de la section droite du poteau.
- L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500\text{MPa}$ (FeE50).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16 : Espacements maximums des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
9 ^{eme}	40x40	4T20+8T16	20 et 16	10	20
8 ^{eme}	45x45	4T20+8T16	20 et 16	10	20
7 ^{eme}	45x45	4T20+8T16	20 et 16	10	20
6 ^{eme}	50x50	4T20+8T16	20 et 16	10	20
5 ^{eme}	55x55	4T20+8T16	20 et 16	10	20
4 ^{eme}	60x60	16T20	20	10	20
3 ^{eme}	60x60	16T20	20	10	20
2 ^{eme}	65x65	16T20	20	10	20
1 ^{er}	65x65	16T20	20	10	20
RDC	70x70	16T20	20	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
9 ^{eme}	40x40	2,142	4,76	3,75	38,73	N	10	0,612	4T8	2,01
						C	20	1,225	4T8	2,01
8 ^{eme}	45x45	2,142	4,28	3,75	41,35	N	10	0,942	4T8	2,01
						C	20	1,413	4T8	2,01
7 ^{eme}	45x45	2,142	4,28	3,75	40,15	N	10	0,765	4T8	2,01
						C	20	1,148	4T8	2,01
6 ^{eme}	50x50	2,142	3,89	3,75	45,77	N	10	0,792	4T8	2,01
						C	20	1,189	4T8	2,01
5 ^{eme}	55x55	2,142	3,89	3,75	45,78	N	10	0,639	4T8	2,01
						C	20	0,959	4T8	2,01
4 ^{eme}	60x60	2,142	3,75	3,75	47,22	N	10	0,641	6T8	2,01
						C	20	1,282	6T8	2,01
3 ^{eme}	60x60	2,142	3,75	3,75	38,22	N	10	0,504	6T8	2,01
						C	20	1,009	6T8	2,01
2 ^{eme}	65x65	2,142	3,29	3,75	37,49	N	10	0,510	6T8	2,01
						C	20	1,021	6T8	2,01
1 ^{eme}	65x65	2,142	3,29	3,75	24,58	N	10	0,668	6T8	2,01
						C	20	1,336	6T8	2,01
RDC	70x70	2,856	4,08	3,75	41,42	N	10	0,240	6T8	2,01
						C	20	0,480	6T8	2,01

• **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- T20.....L_r=100 cm.
- T16.....L_r=80 cm.
- T14.....L_r=70 cm.
- T12.....L_r=60 cm.

2.7. Ferrailage des poteaux du sous-sol

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

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

Avec :

- N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

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

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.
- B : Section du poteau ($B = a \times b$).
- La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500$ MPa.
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que $B_r = (a-0,02)^2$ [m²].

2.7.1. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de : $N_u(\text{RDC}) = 3406,66 \text{ kN}$

- ❖ Plancher RDC $6,29 \times 24,63 = 154,92 \text{ kN}$
- ❖ Poids de la poutre principale..... $0,45 \times 0,30 \times 25 \times 5,44 = 18,36 \text{ kN}$
- ❖ Poids de la poutre secondaire $0,4 \times 0,30 \times 25 \times (4) = 12 \text{ kN}$
- ❖ Poids du poteau $(4,08-0,30) \times (0,7)^2 \times 25 = 46,30 \text{ kN}$

$$\underline{\underline{G = 238,93 \text{ kN}}}$$

➤ Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{RDC}} = 5 \times 24,63 = 123,15 \text{ kN}$

$$Q_{\text{Total}} = 123,15 \text{ KN}$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 507,28 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$\checkmark N_u(\text{ss}) = N_u(\text{RDC}) + N_{u1} = 3913,94 \text{ kN}$$

II.7.2. Calcul du ferraillage

Le sous-sol est de section carré : $B = 70 \times 70 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{aligned} i &= \frac{a}{\sqrt{12}} = 20,21 \text{ cm} , \lambda = \frac{0,7 \times 2,80 \times 10^2}{20,20} = 9,69 < 50 \\ \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,823 , Br = (70-2)^2 = 4624 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{3913,94 \times 10^3}{0,837} - \frac{3913,94 \times 10^2}{20,20} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \cdot \frac{1,15}{500} = -59,17 \text{ cm}^2 \gg A_s < 0$$

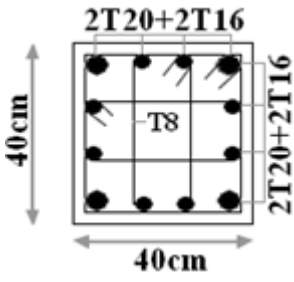
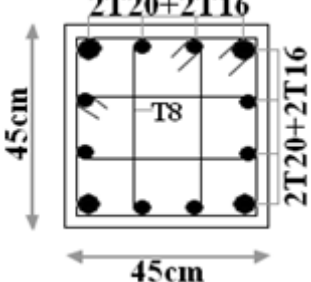
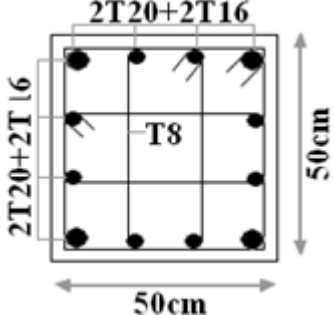
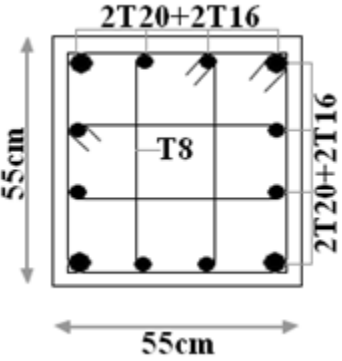
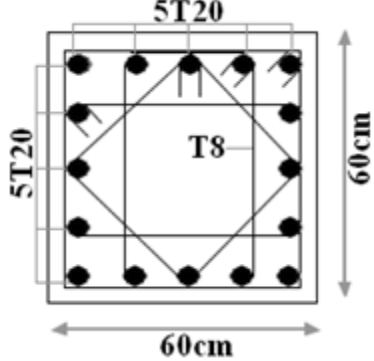
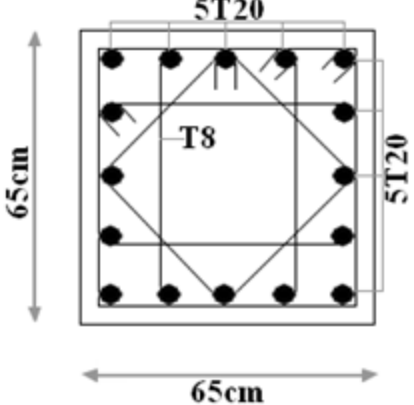
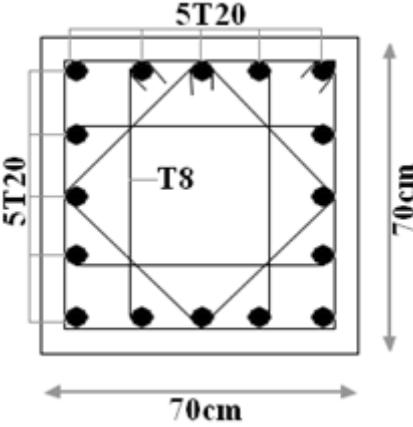
$$A_s^{\text{min}} = 0,9 \times B \text{ [1]} \longrightarrow A_s = A_s^{\text{min}} = 44,1 \text{ cm}^2$$

Remarque : Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieur à celle exigée par le [1], par conséquent on retient pour le ferraillage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Tableau V.18 : Ferraillage des poteaux du sous-sol.

Type du poteau	Section (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)
Poteau de sous-sol	70x70	16T20	50,24

Tableau V.18 : Ferraillage des poteaux du sous-sol.

<p>Poteau de niveau : 9^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 7^{ème} et 8^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 6^{ème} étage</p>
		
<p>Poteau de niveau : 5^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 3^{ème} et 4^{ème} étage</p>	<p>Poteau de niveau : 1^{ème} et 2^{ème} étage</p>
		
<p>Poteau de niveau : RDC et Sous-sol</p>		
		

V.3.Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

3.1. Les Combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Combinaisons Situation durable [3]

- E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S : $G + Q$

❖ Combinaisons Situation accidentelle [1]

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$
 - G : charge permanente.
 - Q : charge d'exploitation.
 - E : charge sismique.

3.2. Recommandations des règlements

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section [1].

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\% \text{ au niveau de la zone courante.} \\ 0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\% \text{ au niveau de la zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).

✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 \times S_t \times L$

- L: longueur de la poutre.
- S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :
-

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 12\varphi \right] \dots\dots\dots(\text{Zone nodale}). \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots(\text{Zone courante}). \end{array} \right.$$

- h : hauteur de la poutre.
- φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

❖ **Situation durable**

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

❖ **Situation accidentelle**

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

3.3. Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par [6]. On dispose de 3 types de poutres :

- Poutre principale 30x45 (cm²)
- Poutre secondaire 30x40 (cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

. Poutre principale (30x45)

3.3.1.1. Situation durable

Combinaison : ELU : 1,35G+1,5Q

Tableau V.20 : Ferraillage des poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x45	travée	16,19	0,9	0	6,75
		appuis	-35,19	1,98	0	6,75
Etages courants	30x45	travée	35,60	2	0	6,75
		appuis	-48,08	2,73	0	6,75
Etage commerce	30x45	travée	6,94	0,38	0	6,75
		appuis	-18,77	1,04	0	6,75

3.3.1.2. Situation accidentelle

- Combinaison G+Q ± E

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x45	travée	92,37	4,64	0	6,75
		appuis	-120,41	6,15	0	6,75
Etages courants	30x45	travée	118,85	6,07	0	6,75
		appuis	-143,85	7,47	0	6,75
Etage commerce	30x45	travée	68,25	3,38	0	6,75
		appuis	-72,07	3,57	0	6,75

- Combinaison 0,8G ± E

Tableau V.22 : Ferraillage des poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x45	travée	96,60	4,86	0	6,75
		appuis	-116,16	5,92	0	6,75
Etages courants	30x45	travée	115,97	5,91	0	6,75
		appuis	-139,05	7,19	0	6,75
Etage commerce	30x45	travée	67,02	3,31	0	6,75
		appuis	-70,53	3,49	0	6,75

3.3.1.2. Choix des armatures

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres principales.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} _{SRPA} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x45	travée	4,64	6,75	54	81	4T14+4T12	10,68
		appuis	6,15				4T14+4T12	10,68
Etages courants	30x45	travée	6,07	6,75	54	81	4T14+4T12	10,68
		appuis	7,47				4T14+4T12	10,68
Etage commerce	30x45	travée	3,38	6,75	54	81	4T14+4T12	10,68
		appuis	3,57				4T14+4T12	10,68

3.3.2. Poutre secondaire (30x40)

3.3.2.1. Situation durable

- Combinaison : ELU : 1,35 G+1,5Q

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} _{SRPA} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	74,31	4,97	0	6
		appuis	-87,18	6,67	0	6
Etages courants	30x40	travée	90,85	6,19	0	6
		appuis	-90,85	6,19	0	6
Etage commerce	30x40	travée	71,60	4,77	0	6
		appuis	-148,60	10,94	0	6

3.3.2.2. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q ± E

Tableau V.25 : Ferraillage des poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} _{SRPA} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	58,74	3,31	0	6
		appuis	-97,11	5,65	0	6
Etages courants	30x40	travée	163,64	10,13	0	6
		appuis	-179,65	11,32	0	6
Etage commerce	30x40	travée	56,20	3,16	0	6
		appuis	-168,10	10,46	0	6

- Combinaison : $0,8G \pm E$

Tableau V.26 : Ferrailage des poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	64,73	3,67	0	6
		appuis	-91,11	5,27	0	6
Etages courants	30x40	travée	165,97	10,30	0	6
		appuis	-177,32	11,14	0	6
Etage commerce	30x40	travée	28,13	1,55	0	6
		appuis	-117,65	6,97	0	6

3.3.2.3. Choix des armatures

Tableau V.27 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Terrasse	30x40	travée	4,97	6	48	72	4T14+2T12	8,42
		appuis	6,67				4T14+2T12	8,42
Etages courants	30x40	travée	10,13	6	48	72	4T14+6T12	12,95
		appuis	11,32				4T14+6T12	12,95
Etage commerce	30x40	travée	4,77	6	48	72	4T14+2T12	8,42
		appuis	10,94				4T14+6T12	12,95

3.4. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.28 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
PP (35x50)	8,42	8,38	Vérifiée
PS (30*40)	8,42	7,45	Vérifiée

3.5. Vérification de L'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [2] :

➤ **Béton**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

➤ **Acier**

- Peu nuisible : Pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_t 28})\}$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8 \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta f_t 28})\}$

Où :

- $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

- On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

3.5.1. Poutre principale (30x45)

Tableau V.29 : Vérification des poutres principales à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M_{ser} (kNm)	Choix des armatures	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Terrasse	travée	11,58	4T14+4T12	10,68	3,81	15	90.4	250	vérifiée
	appuis	-26,03	4T14+4T12	10,68	3,81		90.4		vérifiée
Etages courants	travée	25,93	4T14+4T12	10,68	3,81	15	90.4	250	vérifiée
	appuis	-35,12	4T14+4T12	10,68	3,81		90.4		vérifiée
Etage commerce	travée	5,12	4T14+4T12	10,68	3,81	15	90.4	250	vérifiée
	appuis	-13,81	4T14+4T12	10,68	3,81		90.4		vérifiée

3.5.2. Poutre secondaire (30x40)

Tableau V.30 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Terrasse	travée	54,12	4T14+2T12	8,42	7,84	15	199,4	250	vérifiée
	appuis	-63,53	4T14+2T12	8,42	9,2		234		Non
Etages courants	travée	65,54	4T14+6T12	12,95	8,31	15	161,1	250	vérifiée
	appuis	-71,30	4T14+6T12	12,95	9,04		175,2		vérifiée
Etage commerce	travée	50,60	4T14+2T12	8,42	7,33	15	186,4	250	vérifiée
	Appuis	-104,89	4T14+2T12	12,95	13,3		257,8		Non

Remarque

Nous avons constatés que , les contraintes d'acier dans **les poutres secondaire** ne sont pas vérifiées, alors il faut augmenter la section d'armature choisie et revérifier vis-à-vis l'ELS.

✓ **Poutre secondaire (30x40)**

Tableau V.31 : Vérification des poutres secondaire à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M _{ser} (kNm)	Choix des armatures	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Terrasse	travée	54,12	4T16+4T12	12,56	4,58	15	129,8	250	vérifiée
	appuis	-63,53	4T16+4T12	12,56	5,38		152,4		vérifiée
Etages courants	travée	65,54	4T16+4T12	12,56	5,55	15	157,2	250	vérifiée
	appuis	-71,30	4T16+4T12	12,56	6,03		171,1		vérifiée
Etage commerce	travée	50,60	4T20+4T14	18,73	3,34	15	81,6	250	vérifiée
	appuis	-104,89	4T20+4T14	18,73	6,92		169,2		vérifiée

3.6. Vérification de l'effort tranchant

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T_u : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.
- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.32 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	P.P (35x45)	79,40	0,56	2,5	OK
	P.S (30x40)	112,33	1,04	2,5	OK
Etages courants	P.P (35x45)	101,89	0,71	2,5	OK
	P.S (30x40)	140,17	1,29	2,5	OK
Etage commerce	P.P (35x45)	53,16	0,37	2,5	OK
	P.S (30x40)	206,69	1,91	2,5	OK

3.7. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500$ MPa).

Selon le règlement [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_c} \quad (K=1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_c}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le règlement [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right)$$

Tableau V.33 : Calcul des armatures transversales.

Section	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
P.P(35x45)	101,89	0,71	40	11,25	22,5	10	15	1,58	4T8
P.S(30x40)	206,69	1,91	36	10	20	10	15	1,35	4T8

➤ **Recouvrement des Armatures Longitudinales**

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm L_r=70cm
- Ø=12mm L_r=60cm

Vérification de la flèche

On doit vérifier que : f_{max} ≤ f̄ [2]

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{Si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{Si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

3.8-Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $f_1 = \frac{L}{500} = 0.86\text{cm} \Rightarrow L = 4.3 < 5\text{m}$

$f_2 = 0.5 + \frac{L}{500} = 1.65\text{cm} \Rightarrow L = 5.75 > 5\text{m}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

-

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- *Moment d'inertie de la section homogène I_0 :*

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Tableau V.34: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	f̄ (cm)
30x45	5,75	35,12	13,73	292699,98	0,23	0,52	0,5	0,86
30x40	4,30	104,89	18,75	310245,12	0,32	0,77	0,738	0,86

Nous résumons le calcul de la flèche des poutres principales, secondaires dans le tableau ci-dessous, nous remarquons que le calcul est vérifié à tous les niveaux.

Tableau V.35 : Vérification de la flèche des poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	f (mm)	f ^{add} (mm)	Observation
9 ^{ème} – RDC	PP (35x45)	5	8,86	Vérifier
	PS (30x40)	7,3	8,86	Vérifier

❖ Poutre principale

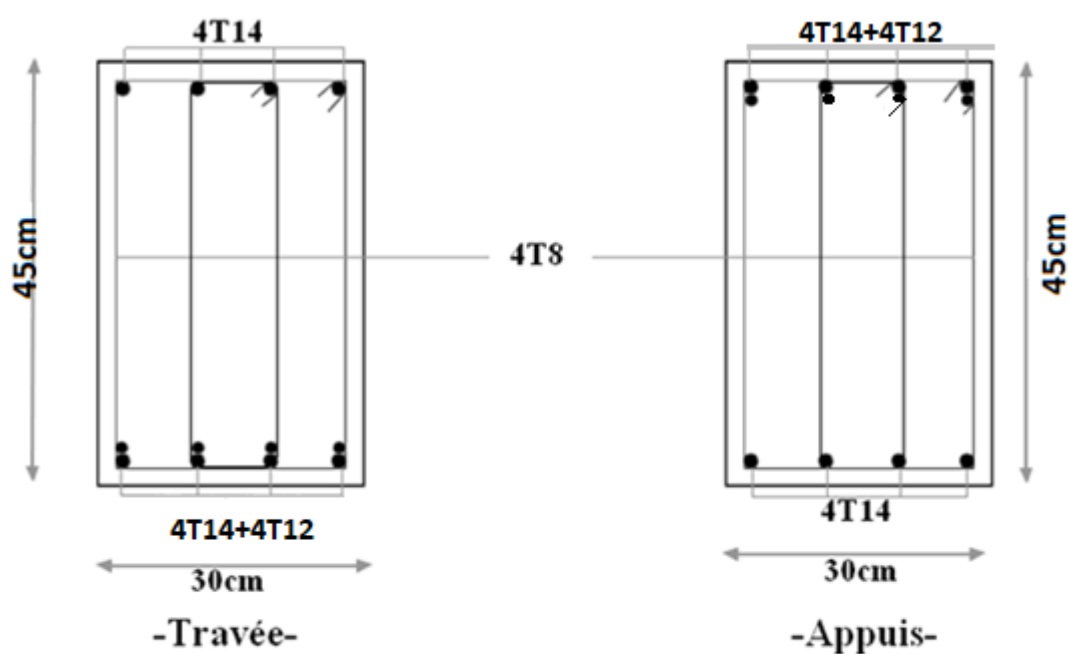


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse.

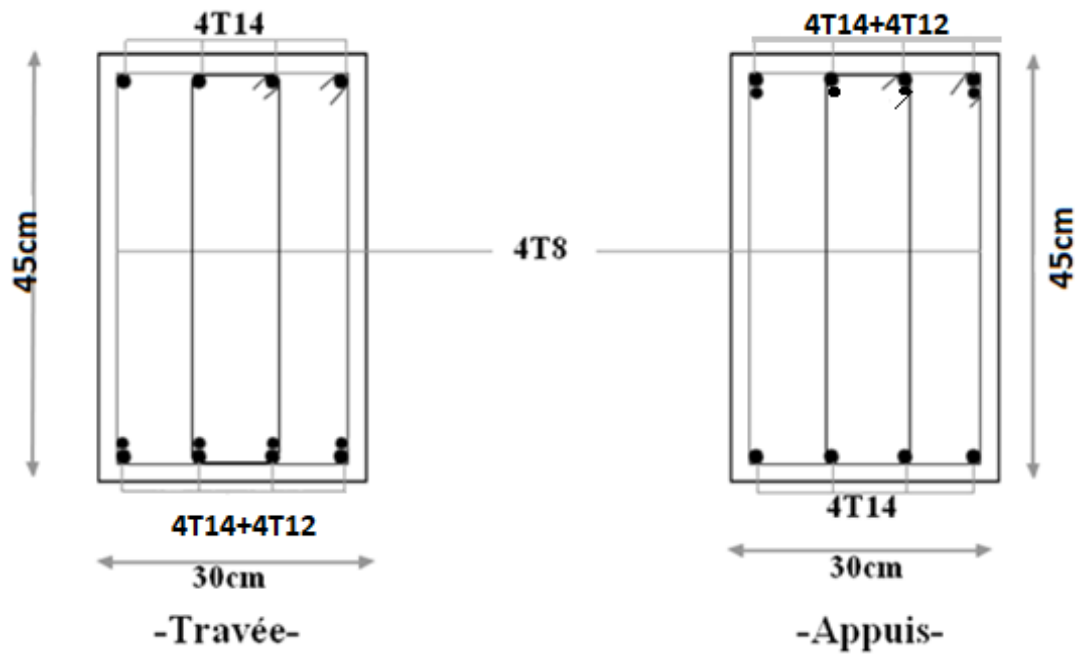


Figure V.2 : Schéma de ferraillage des poutres principales d'étage courant.

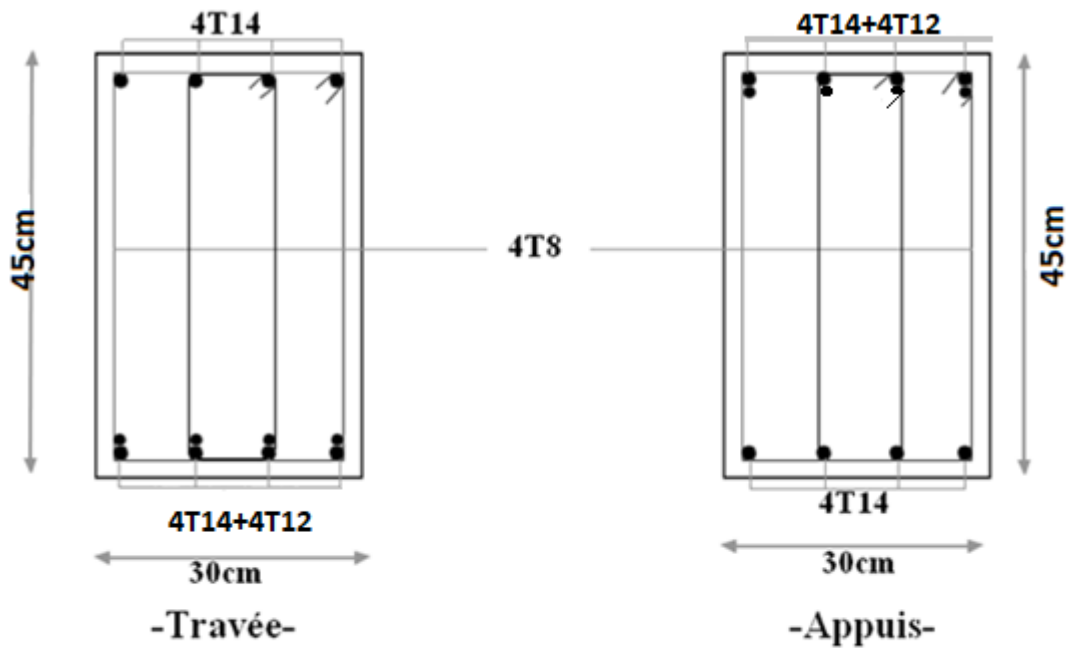


Figure V.3 : Schéma de ferraillage des poutres principales d'étage commerce.

❖ Poutres secondaires

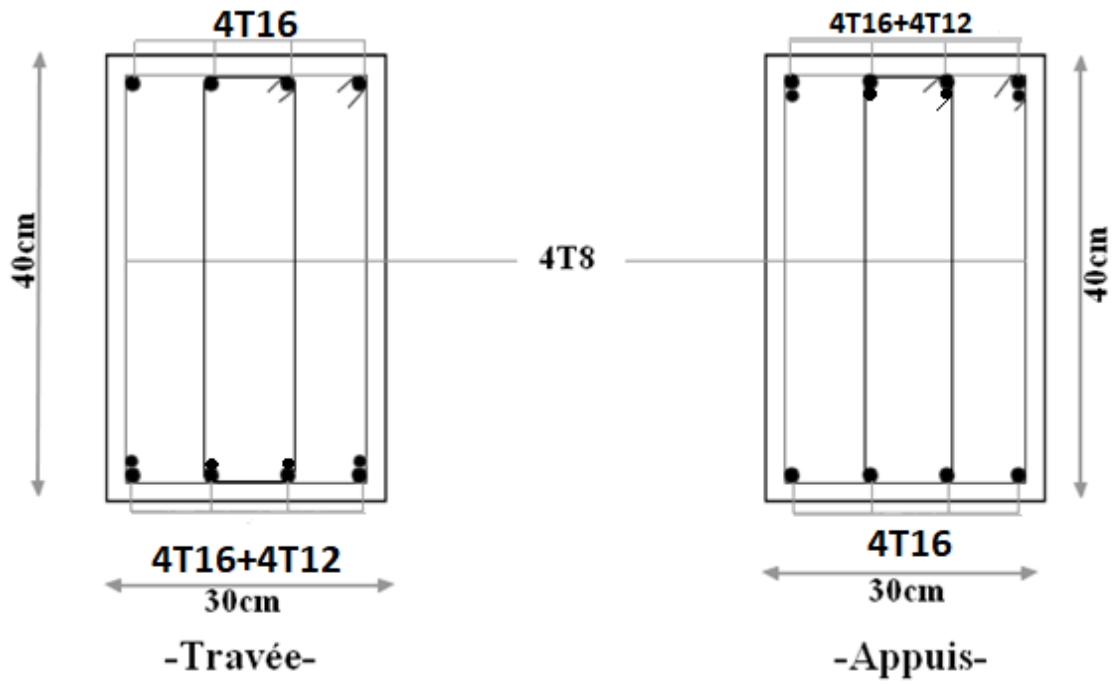


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire de la terrasse.

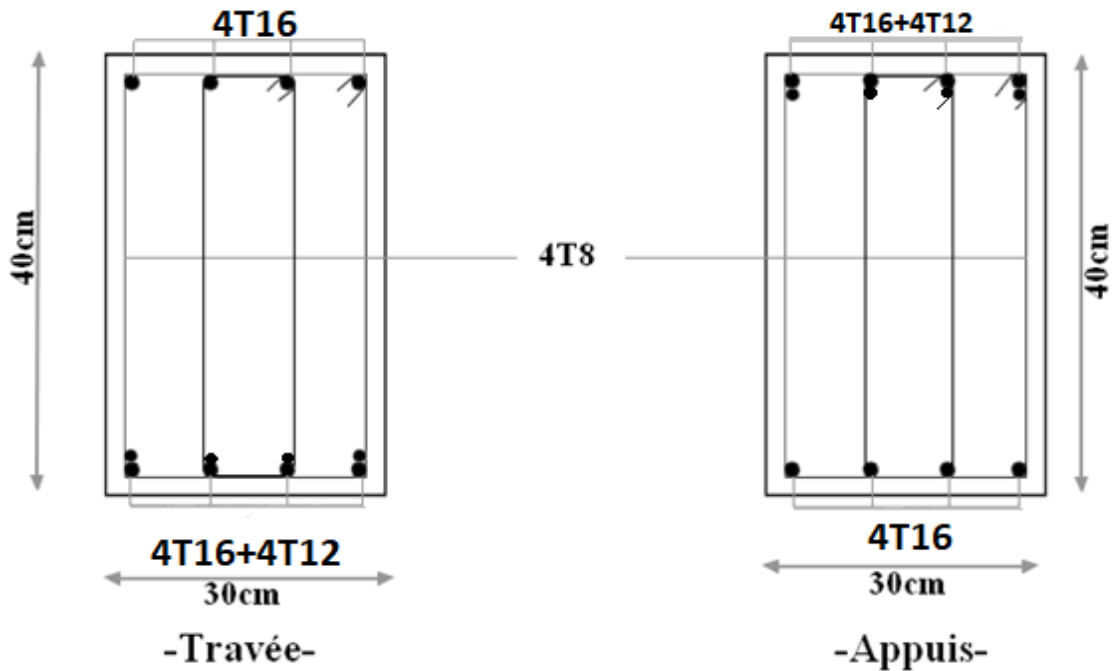


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire d'étage courant.

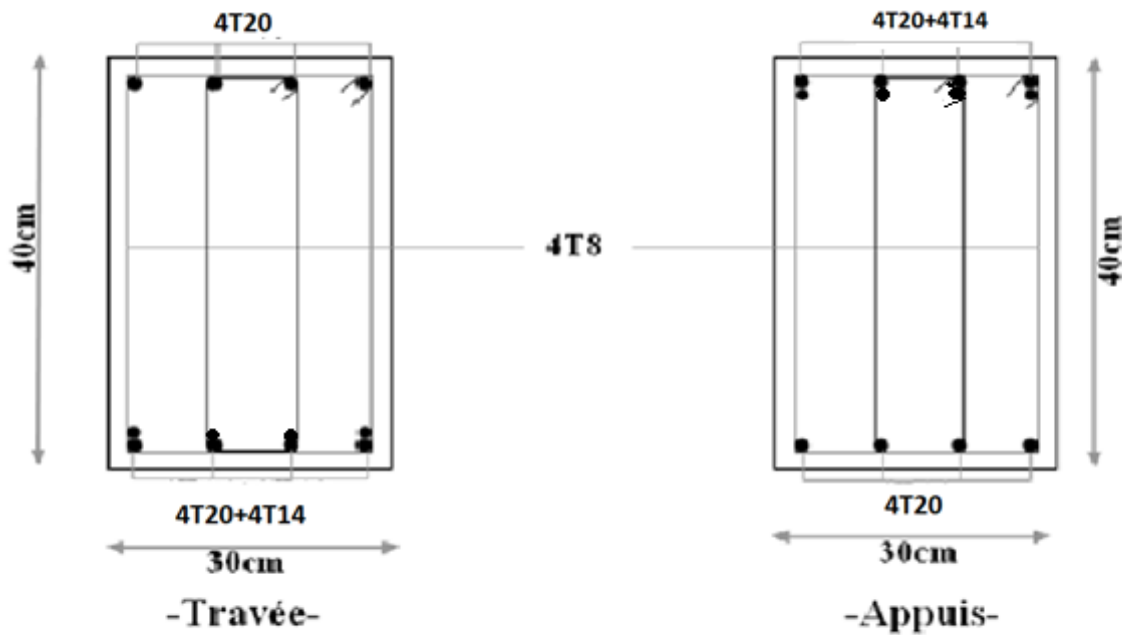


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires d'étage commerce.

V.4. Ferrailage des voiles

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes. Le calcul, la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux sont conformément aux règlements [2] et [1].

1. Ferrailage des trumeaux

L'apparition de logiciels modernes de calculs, utilisant la méthode des éléments finis a non seulement aidé à l'étude du comportement global du voile, mais aussi d'obtenir directement les efforts et les contraintes, en tout point, dans ce dernier, ce qui permettra d'obtenir un bon ferrailage.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La **figure 67** montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

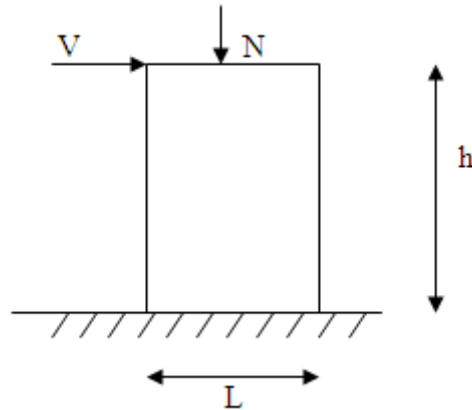


Figure V.7 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles sont aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

IV.1.1. Préconisation du règlement [2]

❖ Justifications sous sollicitations normales

➤ Conditions d'application

- La longueur d du mur : $d \geq 4a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

- L'élanement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

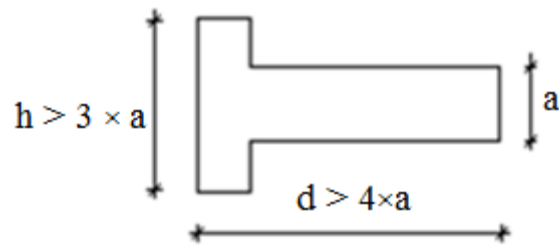


Figure V.8 : Définition de l'élément mur.

➤ **Longueur de flambement** (murs non raidi latéralement) Soit :

- l : la hauteur libre du mur.
- l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduite de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport (l_f / l) sont données par le tableau suivant :

Tableau V.36 : Valeurs de (l_f/l).

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

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

1.2. Effort de compression en ELU

Soient :

- l_f : longueur de flambement calculée en (b)

- a: épaisseur du voile
- d: longueur du voile
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours
- f_e : limite élastique de l'acier
- $\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)
- $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquées après 90 jours. [5]

Tableau V.37 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim.}}$

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_r \sqrt{12}}{a}$
Section réduite	B_r	m^2	$d(a-0,02)$
<p>Pour $\lambda \leq 50$</p> <p>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</p>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \times d}$

Remarque

La contrainte limite vaut $\sigma_{ulim} = N_{ulim} / a \times d$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

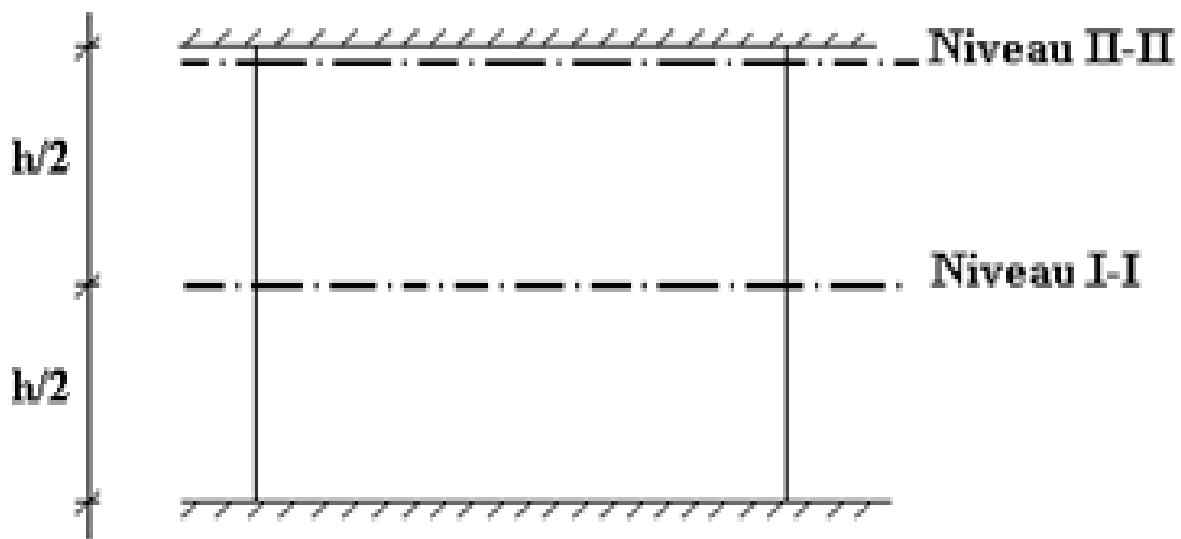
1.2.1. Niveaux de vérification [8]

Figure V.9 : Niveaux des vérifications des contraintes l'âme du voile.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

1.2.2. Aciers minimaux [8]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre "a".

➤ **Aciers verticaux, aciers horizontaux**

Tableau V.38 : Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$ ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v , doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du mur considéré.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces de façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures.

- **Aciers transversaux** (perpendiculaire aux parements) [5] et [8]

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V.39 : Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

1.2.3. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$, il faudra donc vérifier que : $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$.

1.3. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes [5]
- Elle permet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire [9]
- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **sap2000** (il s'agit des contraintes **S22**)
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.

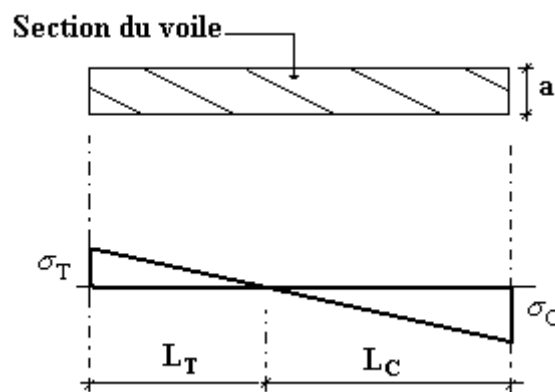


Figure V.10 : Coupure d'une section du voile.

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée

Il s'agit de découper la zone comprimée en bande dont la largeur L_i est telle que [8] :

$$L_i \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_C : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression

- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

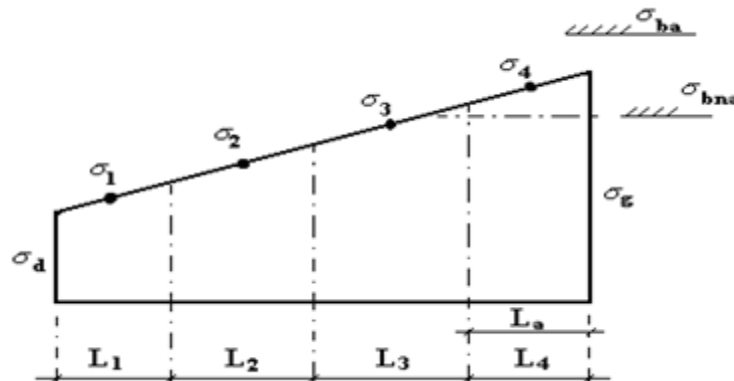


Figure V.11: Section rectangulaire entièrement comprimé

2^{ème} cas : Section Partiellement Tendue [8]

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée (voir 1^{er} cas)
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle-ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande. (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction sont σ_4 et σ_5 et entraînent une section rectangulaire partiellement comprimée :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_c} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b \cdot L_i$ où b : épaisseur du voile.

$\frac{A_s}{S}$: est répartie sur S

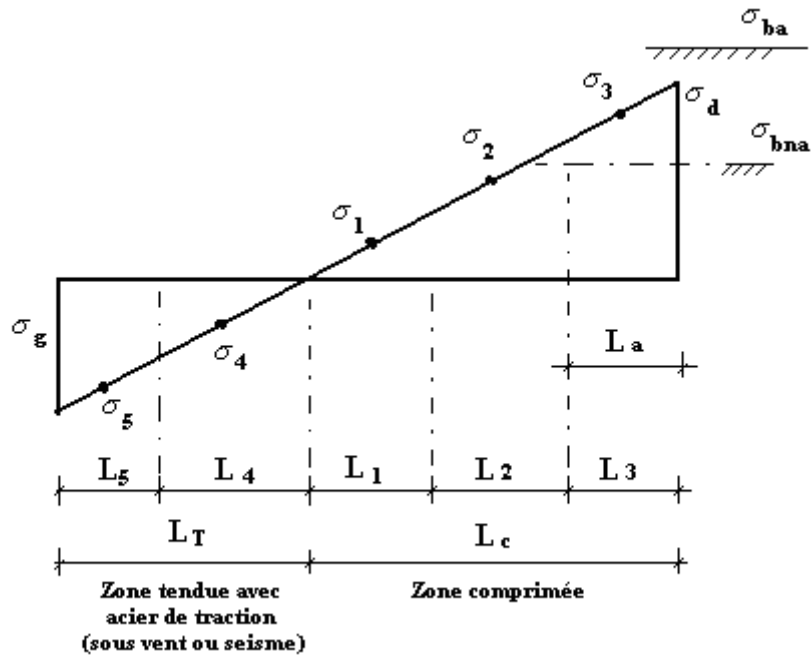


Figure V.12 : Section rectangulaire partiellement comprimée.

Nous savons que les voiles d’une structure sont sollicités en flexion composée. Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

❖ **Zone comprimée**

- Si : $\sigma < 0 \rightarrow$ compression.

❖ **Zone tendue**

- Si : $\sigma > 0 \rightarrow$ traction.

Lorsqu’une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)} \dots\dots\dots(13)$$

Avec :

- F_T : force de traction.
- e : épaisseur du voile.
- l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d’acier A_s tel que :

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

- Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).
- Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.
- Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.
- Le rapport (l_m / b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

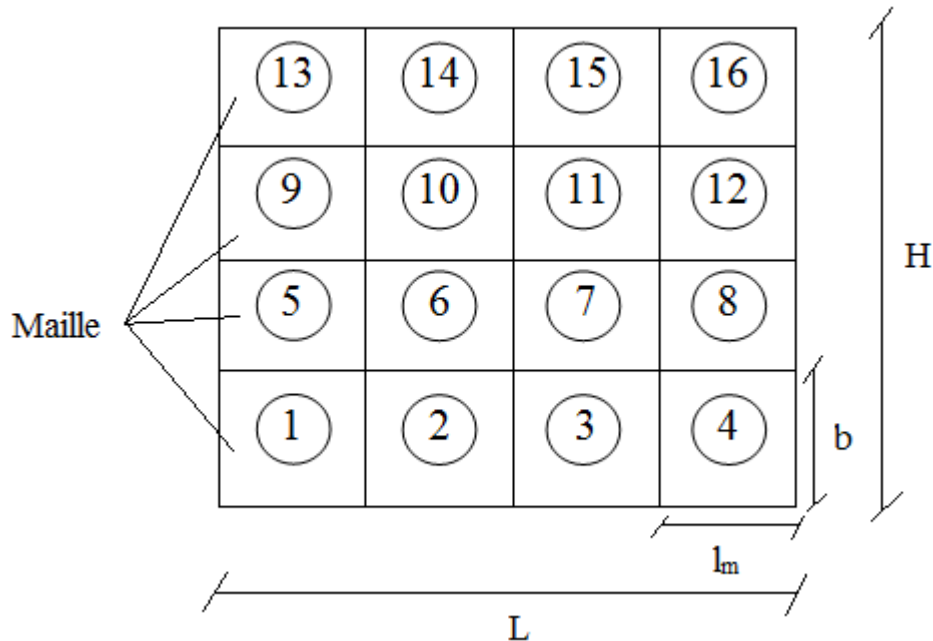


Figure V.13 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

Avec :

- H : hauteur du voile
- L : longueur du voile

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (13) dans le cas de la traction.

➤ Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v ; (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u \times b_0 \times S_t}{0,8(0,8f_c)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_c} \times 1,25$$

- $\tau_u = S_{12}$: est donnée par **SAP2000**
- S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v
- $b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$- A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

➤ **Aciers supplémentaires et dispositions constructives [10]**

- **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

Tableau V.40 : Aciers supplémentaires.

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{500}{F_e}$	$1,2 \frac{500}{F_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

❖ **Préconisation du règlement [1]**

➤ **Aciers verticaux**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) 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 15cm.

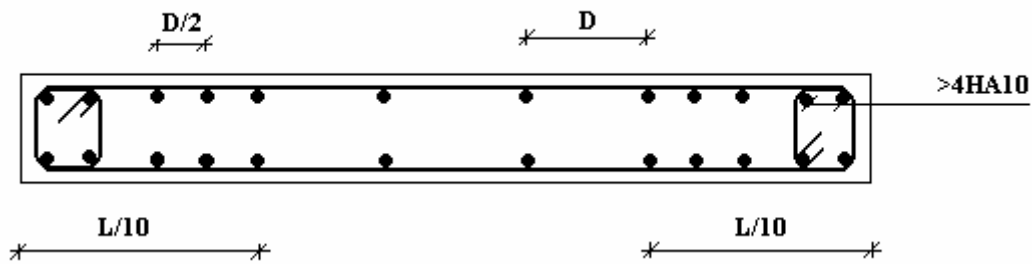


Figure V.14: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Aciers horizontaux**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux

valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$

- 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.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1 / 10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1\bar{V}/f_c$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

1.4. Modèles étudiés

- **Exemple de calcul**

Soit le voile V₁ et V₂:

- L = 4,50m
- a = 0,20m (épaisseurs)
- h_e = 4,08m (hauteur de RDC)

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur Lⁱ = 1,125 m et de section S_i = Lⁱ*(a).

- **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 4,08m d'où la hauteur libre est égale à :

- h_e = 4,08 - 0,45 = 3,63 m (0,45m : hauteur de la poutre)

Tableau V.41 : Calcul de σ_{ba} pour l'exemple (V₁) et (V₂).

	Unité	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	0,8 × 3,63 = 2,90
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 50,222$
Coefficient α	/	0,606
Section réduite B_r (par ml) Avec d = 0,75m	m ²	(a-0,02)1,125 = (0,20-0,02)1,125 = 0,202
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$ Avec : d = 0,75 m	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,606}{0,20 \times 1,125} \times \left(\frac{0,202 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ σ _{ba} = 13,44 MPa

Remarque

- σ_{ba} = 10,16 MPa correspondant à A_s = 0,1% de B_r
- B_{et} = (0,20) (1,125) = 0,225m²
- A_s = 2,25 × 10⁻⁴ m²

- **Armatures de traction**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que :

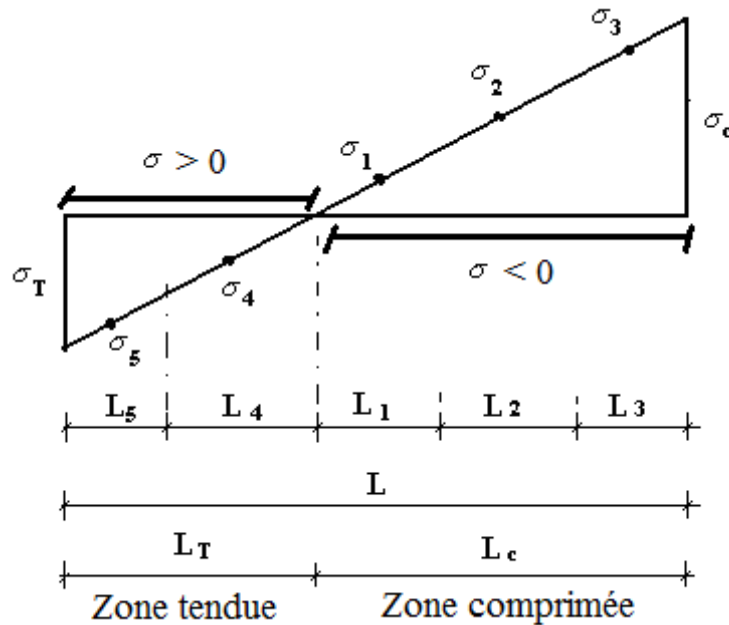


Figure V.15 : Section partiellement comprimée.

Démonstration pour le calcul de la longueur tendue L_t

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_t}{|L - L_t|} = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \rightarrow L_t \\ L_t = \frac{L \times \sigma_t}{|\sigma_c - \sigma_t|} \end{array} \right.$$

Avec :

- L_t : longueur tendue.
- $L = 4,50\text{m}$ (longueurs de voile).
- σ_t : la contrainte tendue
- σ_c : la contrainte comprimée

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après

Correspondent à la combinaison de charge $0.8G \pm E$; $G+Q \pm E$

Tableau V.42 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V_1) et (V_2).

Bande	1	2	3	4
La longueur de bande L_i (m)	1,125	1,125	1,125	1,125
Dimensions (m²) ($a \cdot l$) = S_j	0,225	0,225	0,225	0,225
Contrainte moyenne par bande σ_j(MPa)	3,24	/	/	2,9
Force de traction F_t(MN) = $\sigma_j S_j$	0,729	/	/	0,345
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	14,58	/	/	11,89
Aciers minimaux (cm²) : 1. Selon [2] : 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon [1] : 0,2 % $S_{\text{béton}}$	2,25 4,5	2,25 4,5	2,25 4,5	2,25 4,5
Choix	2x8T12	/	/	2x8T10
$A_{\text{vadopté}}$ (cm²)	18,10	/	/	12,56
S_i : espacement (cm)	150	/	/	150
$S \leq (1.5, 30\text{cm})$ $S \leq 30\text{cm}$	vérifiée	/	/	vérifiée

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l \\ A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,23 \times 200 \times 1125}{500} \cdot 1,4 \times 10^{-2} = 8,52 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage, pour renforcer la coordination entre les armatures des étages.

- **Aciers horizontaux**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \times a \times S_t}{(0,8 f_e) 0,8} ; \quad \bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} ; \quad S_{t \max} = 30 \text{ cm} \\ A_{h1} = \frac{1,4 \times 1,23 \times 200 \times 300}{0,8 \times 500 \times 0,8} = 3,22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armée} \} \\ A_{h2} = \frac{2}{3} 18,46 = 12,06 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow A_{h \min} = (0,15\%) \times a \times l = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 112,5 = 3,37 \text{ cm}^2$$

On opte la valeur de A_h à partir cette condition : $A_h = \max (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min})$

$$\Rightarrow A_h = 12,06 \text{ cm}^2$$

On a choisie : $2 \times 6T12 = 13,58 \text{ cm}^2$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \frac{112,5}{6} = 18,75 \text{ cm}^2 \\ S_t = 18,75 \text{ cm} < S_{t \min} = 30 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérfiée.} \end{array} \right.$$

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ Voiles (V1, V2) : L = 4,50m, Lt = 1,83m

• **Aciers verticaux**

Tableau V.43 : Calcul des armatures du voile (V1,V2).

Niveaux	maille	Li (m)	Si (m ²)	σj (MPa)	Ft (MN)	Av (cm ²)	Le choix	Avadopté (cm ²)	St (cm)
RDC - 1^{er}	1	1,125	0,225	2,9	0,652	13,05	2×6T12 2×4T10	19,86	10
	2	1,125	/	/	/	/	/	/	/
	3	1,125	/	/	/	/	/	/	/
	4	1,125	0,225	2,9	0,345	13,05	2×6T12 2×4T10	19,86	10
2^{ème} - 3^{ème}	1	1,125	0,225	2,24	0,504	10,08	2×6T12	13,58	15
	2	1,125	/	/	/	/	/	/	/
	3	1,125	/	/	/	/	/	/	/
	4	1,125	0,225	1,66	0,20	7,47	2×6T12	13,58	15
4^{ème} - 8^{ème}	1	1,125	0,225	1,26	0,283	5,67	2×6T10	9,42	20
	2	1,125	/	/	/	/	/	/	/
	3	1,125	/	/	/	/	/	/	/
	4	1,125	0,225	0,80	0,18	2,6	2×6T10	9,42	20

• **Aciers horizontaux**

Tableau V.44 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (V1,V2)..

Niveaux	τu (Mpa)	Ah1 (cm ²)	Ah2 (cm ²)	Ah ^{min} (cm ²)	Ah (cm ²)	Choix	Ahadopté (cm ²)	St (cm)
(RDC, 1^{er})	1,72	3,23	13,24	3,38	13,24	2×10T10	15	10
(2^{ème}, 3^{ème})	1,37	1,72	9,05	3,38	9,05	2×6T10	9,42	15
(4^{ème}, 8^{ème})	0,78	0,98	4,19	3,38	9,42	2×6T0	9,42	20

• **Armature de joint de bétonnage (acier de couture)**

Tableau V.45 : Calcul des aciers de couture des voiles (V1,V2).

Voile	Niveaux	τu (Mpa)	Avj ^{cal} (cm ²)	Le choix	St	Aadopté (cm ²)
V1, V2 Li = 1,125	(RDC, 1 ^{er})	1,72	8,58	2×6T10	10	9,42
	(2 ^{ème} , 3 ^{ème})	1,37	5,27	2×6T10	15	6,28
	(4 ^{ème} , 8 ^{ème})	0,78	3,81	2×6T10	20	6,28

❖ Voiles (V3, V4) Bout de voile : $L = 2 \text{ m}$, $L_t = 0,94 \text{ m}$

• Aciers verticaux

Tableau V.46 : Calcul des armatures du voile (V3,V4).

Niveaux	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{er}	1	1	0,2	1,87	0,362	7,24	2×4T12 2×2T10	12,38	10 15
	2	1	0,2	0,12	0,240	4,80	2×6T10		9,42
2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1	1	/	/	/	/	/	/	/
	2	1	/	/	/	/	/	/	/
4 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	1	0,2	0,67	0,134	2,68	2×6T10	9,42	15
	2	1	0,2	0,67	0,134	2,68	2×6T10	9,42	10

• Aciers horizontaux

Tableau V.47 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (V3,V4).

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
(RDC, 1 ^{er})	0,69	0,86	8,25	3	8,25	2×6T10	9,42	15
(2 ^{ème} , 3 ^{ème})	0,62	0,77	/	3	/	/	/	/
(4 ^{ème} , 9 ^{ème})	0,77	0,97	5,53	3	5,53	2×6T10	9,42	15

• Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V.48 : Calcul des aciers de couture des voiles (V3,V4).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
V3, V4 $L_i=1$	(RDC, 1 ^{er})	0,69	3,02	2 x 6T10	15	9,42
	(2 ^{ème} , 3 ^{ème})	0,62	2,71	2 x 6T10	15	9,42
	(4 ^{ème} , 9 ^{ème})	0,77	3,39	2 x 6T10	15	9,42

❖ Voiles (V5,V6) Bout de voile : $L = 1 \text{ m}$, $L_t = 0,26\text{m}$

- Aciers verticaux

Tableau V.49 : Calcul des armatures du voile (V5,V6).

Niveaux	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{er}	1	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/
	2	0,50	0,1	0,68	0,098	1,36	2×4T10	6,28	10
	1	0,50	0,1	0,96	0,096	1,72	2×4T10	6,28	10
	2	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/
2 ^{ème} - 3 ^{ème}	1	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/
	2	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/
	1	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/
	2	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/
4 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/
	2	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/
	1	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/
	2	0,50	0,1	/	/	/	/	/	/

- Aciers horizontaux

Tableau V.50 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (V5,V6).

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\text{min}}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_{h\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
(RDC, 1 ^{er})	0,35	0,44	2,09	1,5	2,09	2×4T10	6,28	10
(2 ^{ème} , 3 ^{ème})	0,74	0,93	/	/	/	/	/	/
(4 ^{ème} , 9 ^{ème})	0,48	0,60	/	/	/	/	/	/

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V.51 : Calcul des aciers de couture des voiles (V5,V6).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
V5,V6 $L_i = 0,50$	(RDC, 1 ^{er})	0,35	0,77	2×4T10	10	6,28
	(2 ^{ème} , 3 ^{ème})	0,75	1,63	2×4T10	10	6,28
	(4 ^{ème} , 9 ^{ème})	0,48	1,05	2×4T10	10	6,28

❖ Voile (V7)(V8): L = 4,96 m, Lt = 1,99 m

• Aciers verticaux

Tableau V.52 : Calcul des aciers horizontaux bout de voile (V7)(V8).

Niveaux	maille	Li (m)	Si (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _v (cm ²)	Le choix	A _v adopté (cm ²)	S _t (cm)
RDC - 1^{er}	1	1,24	0,248	3,49	0,865	17,31	2×8T12	19	15
	2	1,24	0,248	0,86	0,213	4,26	2×8T10	12,56	15
	3	1,24	0,248	0,35	0,086	4,96	2×8T10	12,56	15
	4	1,24	0,248	2,68	0,664	13,29	2×8T12	19	15
2^{ème} - 3^{ème}	1	1,24	0,248	2,25	0,558	11,16	2×8T10	12,56	15
	2	1,24	0,248	0,15	0,037	4,96	2×8T10	12,56	15
	3	1,24	0,248	0,15	0,024	4,96	2×8T10	12,56	15
	4	1,24	0,248	1,67	0,414	8,28	2×8T10	12,56	15
4^{ème} - 9^{ème}	1	1,24	0,248	1,18	0,292	5,85	2×8T10	12,56	15
	2	1,24	0,248	/	/	/	/	/	/
	3	1,24	0,248	/	/	/	/	/	/
	4	1,24	0,248	1,18	0,292	5,85	2×8T10	12,56	15

• Aciers horizontaux

Tableau V.53 : Calcul des aciers horizontaux de bout de voile (V7)(V8)..

Niveaux	τ _u (Mpa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _h (cm ²)	Choix	A _h adopté (cm ²)	S _t (cm)
(RDC, 1^{er})	1,43	1,38	12,67	3,72	12,47	2×8T10	12,56	10
(2^{ème}, 3^{ème})	1,04	1,89	9,04	3,72	9,04	2×6T10	9,42	15
(4^{ème}, 9^{ème})	1,71	1,07	6,28	3,72	6,28	2×5T10	7,85	20

• Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V.54 : Calcul des aciers de couture de bout de voile (V7).

Voile	Niveaux	τ _u (Mpa)	A _{vj} ^{cal} (cm ²)	Le choix	S _T	A _{adopté} (cm ²)
V7,V8 Li=1,24	(RDC, 1 ^{er})	1,43	7,79	2×8T10	10	9,42
	(2 ^{ème} , 3 ^{ème})	2,02	7,39	2×8T10	10	9,42
	(4 ^{ème} , 9 ^{ème})	1,71	7,06	2×8T10	10	9,42

❖ Voile (V9) : $L = 4,7 \text{ m}$, $L_t = 1,60 \text{ m}$

• Aciers verticaux

Tableau V.55 : Calcul des aciers verticaux de trumeau 1 (V9).

Niveaux	maille	L_i (m)	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm^2)	Le choix	$A_{v\text{adop}}$ té (cm^2)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{er}	1	1,17	0,234	2,07	0,484	9,68	2×10T10	15,70	10
	2	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/
	3	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/
	4	1,17	0,234	2,07	0,484	9,68	2×10T10	15,70	10
2 ^{er} - 3 ^{ème}	1	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/
	2	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/
	3	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/
	4	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/
4 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/
	2	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/
	3	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/
	4	1,17	0,234	/	/	/	/	/	/

• Aciers horizontaux

Tableau V.56 : Calcul des aciers horizontaux de trumeau 1 (V8).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm^2)	A_{h2} (cm^2)	$A_{h\text{min}}$ (cm^2)	A_h (cm^2)	Choix	$A_{h\text{adopté}}$ (cm^2)	S_t (cm)
V9	(RDC)	2,52	2,36	13,57	3,51	10,26	2×10T10	15,76	10
	(1 ^{er} , 4 ^{ème})	/	/	/	/	/	/	/	/
	(5 ^{ème} , 9 ^{ème})	/	/	/	/	/	/	/	/

• Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V.57 : Calcul des aciers de couture de trumeau 1 (V8).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm^2)	Le choix	S_T	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)
V9 $L_i=1,17$	(RDC-1 ^{er})	2,52	12,97	2×10T10	10	15,75
	(2 ^{er} , 3 ^{ème})	/	/	/	/	/
	(4 ^{ème} , 9 ^{ème})	/	/	/	/	/

Voile (V10)(V11) : L = 4,95 m. Lt = 1,91 m

• **Aciers verticaux**

Tableau V.58 : Calcul des aciers verticaux de voile (V10)(V11).

Niveaux	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{er}	1	1,23	0,246	3,5	0,861	17,22	2×8T12	18,10	15
	2	1,23	0,246	0,86	0,211	4,98	2×8T10	12,56	15
	3	1,23	0,246	0,30	0,073	4,98	2×8T10	12,56	15
	4	1,23	0,246	2,5	0,615	12,30	2×8T12	18,10	15
2 ^{er} - 4 ^{ème}	1	1,23	0,246	2,30	0,565	11,31	2×8T10	12,56	15
	2	1,23	0,246	0,47	0,115	2,3	2×8T10	12,56	15
	3	1,23	0,246	0,16	0,039	0,78	2×8T10	12,56	15
	4	1,23	0,246	1,66	0,408	8,16	2×8T10	12,56	15
5 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	1,23	0,246	0,77	0,242	3,35	2×8T10	12,56	15
	2	1,23	0,246	0,085	0,01	0,25	2×8T10	12,56	15
	3	1,23	0,246	0,55	0,075	0,18	2×8T10	12,56	15
	4	1,23	0,246	0,55	0,075	0,18	2×8T10	12,56	15

• **Aciers horizontaux**

Tableau V.59 : Calcul des aciers horizontaux de trumeau 2 (V9).

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\text{min}}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_{h\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
(RDC-1 ^{er})	2,1	1,97	13,40	3,72	13,40	2×8T10	12,56	15
(2 ^{er} , 4 ^{ème})	1,82	1,71	10,26	3,72	10,26	2×8T10	12,56	15
(5 ^{ème} , 9 ^{ème})	1,40	1,31	5,23	3,72	5,41	2×8T10	12,56	15

• **Armature de joint de bétonnage (acier de couture)**

Tableau V.60 : Calcul des aciers de couture de trumeau 2 (V9).

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	S_T	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
V10-V1 $L_i=1,23$	(RDC-1 ^{er})	2,1	11,46	2×6T12	10	13,58
	(2 ^{er} , 4 ^{ème})	1,82	9,93	2×5T12	10	11,30
	(5 ^{ème} , 9 ^{ème})	1,40	7,64	2×5T10	10	7,85

Voile (V12)(V13) Bout de voile : L = 2,4 m. Lt = 0,98 m

• Aciers verticaux

Tableau V.61 : Calcul des aciers verticaux de voile (V10)(V11).

Niveaux	maille	Li (m)	Si (m ²)	σj (MPa)	Ft (MN)	Av (cm ²)	Le choix	Avadopté (cm ²)	St (cm)
RDC - 1 ^{er}	1	1,2	0,246	3,5	0,861	17,22	2×8T12	18,30	15
	2	1,2	0,246	0,86	0,211	4,98	2×8T10	12,56	15
	1	1,2	0,246	0,30	0,073	4,98	2×8T10	12,56	15
	2	1,2	0,246	2,5	0,615	12,30	2×8T12	18,30	15
2 ^{er} - 4 ^{ème}	1	1,2	0,246	2,30	0,565	11,31	2×8T10	12,56	15
	2	1,2	0,246	0,47	0,115	2,3	2×8T10	12,56	15
	1	1,2	0,246	0,16	0,039	0,78	2×8T10	12,56	15
	2	1,2	0,246	1,66	0,408	8,16	2×8T8	12,56	15
5 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	1,2	0,246	0,77	0,242	3,35	2×8T10	12,56	15
	2	1,2	0,246	0,085	0,01	0,25	2×8T10	12,56	15
	1	1,2	0,246	/	/	/	/	/	/
	2	1,2	0,246	0,55	0,075	0,18	2×8T10	12,56	15

• Aciers horizontaux

Tableau V.62 : Calcul des aciers horizontaux de trumeau 2 (V9).

Niveaux	τu (Mpa)	Ah1 (cm ²)	Ah2 (cm ²)	Ah ^{min} (cm ²)	Ah (cm ²)	Choix	Ah ^{adopté} (cm ²)	St (cm)
(RDC-1 ^{er})	2,1	1,97	13,40	3,72	13,40	2×8T10	12,56	10
(2 ^{er} , 4 ^{ème})	1,82	1,71	10,26	3,72	10,26	2×8T10	12,56	15
(5 ^{ème} , 9 ^{ème})	1,40	1,31	5,23	3,72	5,41	2×8T10	12,56	10

• Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau V.63 : Calcul des aciers de couture de trumeau 2 (V9).

Voile	Niveaux	τu(Mpa)	Avj ^{cal} (cm ²)	Le choix	St	Aadopté(cm ²)
V10V11 Li=1,23	(RDC-1 ^{er})	2,1	11,46	2×8T10	10	12,56
	(2 ^{er} , 4 ^{ème})	1,82	9,93	2×8T10	10	12,56
	(5 ^{ème} , 9 ^{ème})	1,40	7,64	2×8T10	10	12,56

4.4.7 Armature verticale de compression

$\sigma^{\max} = 1,51 \pi \sigma_{ba} = 9,14 \Rightarrow$ Le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99: $\rho_v = 0,15\%$

$$A_{v \text{ cal}} = \text{Max} (A_{v \text{ RPA}}, A_{v \text{ BAEL}})$$

Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression :

Tableau V.64 : Calcul des aciers de compression.

Hauteur (m)	Li (m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
V1_V2	1,125	3,37	2 x 8T10	12,56
V3_V4	1	3	2 x 6T10	9,42
V5_V6	0,5	1,5	2 x 4T10	6,28
V7_V8	1,24	3,72	2 x 8T10	12,56
V9	1,17	3,51	2 x 8T10	12,56
V10_V11	1,23	3,69	2 x 8T10	12,56
V12_V13	1,2	3,6	2 x 8T10	12,56

V.5. Ferrailage des voiles de sous-sol

Les voiles de sous-sol travaillant en compressions pure. Ils soumis à leur propre poids et à l'effort normal leur revenant de la superstructure. On adopte les pour les voiles de sous-sol le même ferrailage que ceux RDC

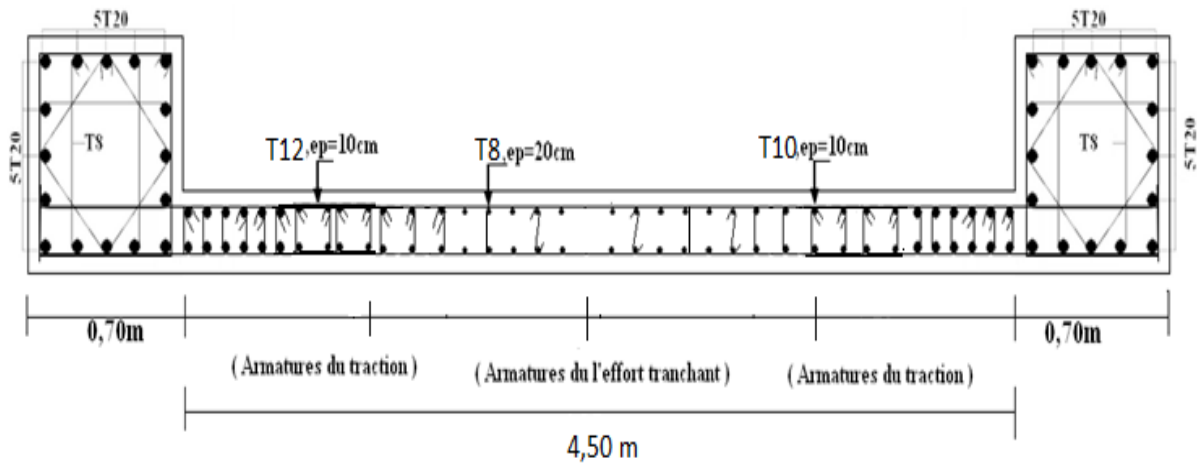


Figure V.16 : Schéma de ferrailage des voiles (V1 et V2) coupe horizontal.

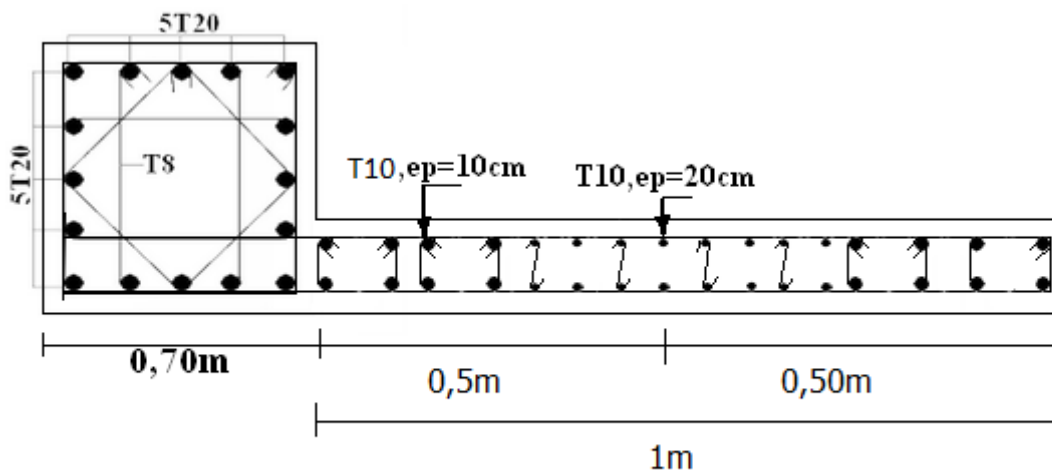


Figure V.17 : Schéma ferrailage des voiles (V5 et V6) coupe horizontaux.

V.6.Conclusion

Les efforts sont déterminés par le logiciel **SAP2000**

Les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée
 - Semelle filante
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

VI.2. Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol (σ_{sol}). L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,5 bars à profondeur de 4m.
- La classification du sol.
- Les efforts transmis à la base.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

VI.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On choisit une fondation par les semelles filantes et/ou radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation

VI.3.1. Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres, de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$)

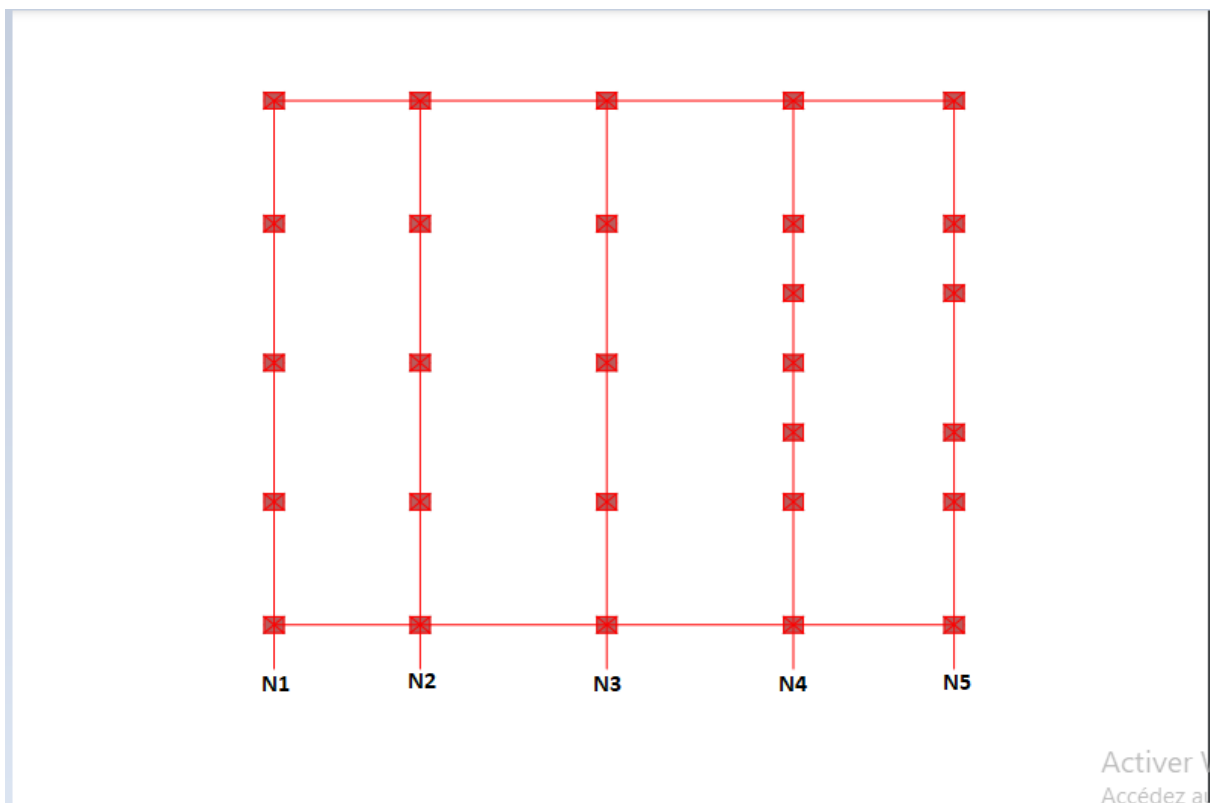


Figure VI.1 : Semelle filante.

On doit vérifier que : $S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

Tel que:

- $N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.
- $S = B \times L$
- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	7893,65	15,90	1,98	2,70	42,93
2	11551,02	15,90	2,90	3,50	55,65
3	12488,42	15,90	3,14	3,50	55,65
4	11622,95	15,90	2,92	3,50	55,65
5	9989,60	15,90	2,51	2,70	42,93

$$S_s = 42,93 + 55,65 + 55,65 + 55,65 + 42,93 = 252,81 \text{ m}^2.$$

$$0,5 S_b = 0,5 \times 333,105 = 166,55 \text{ m}^2$$

$$S_s = 252,81 \text{ m}^2 > 0,5 S_b = 166,55 \text{ m}^2$$

La condition n'est pas vérifiée, alors il est préalable d'opter pour un **radier général nervuré**.

VI.3.2. Radier nervuré

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

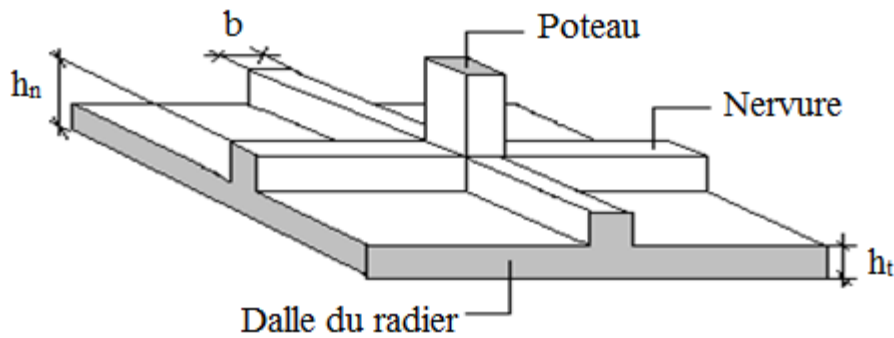


Figure VI.2: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.3. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

– S_{rad} : Surface en plan du radier : $S = \Sigma S_i = 333,105 \text{ m}^2$

– $\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

Pour : $\begin{cases} N_{\text{ser}} = 53545,64 \text{ KN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars} \end{cases}$

On trouve : $S_{\text{nec}} \geq 214,18 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 333,105 \text{ m}^2$

Calcul du rapport : $\frac{S_{\text{nec}}}{S_b} = \frac{214,18}{333,105} \times 100 = 64,29 \% > 50\%$

Donc la surface totale du radier est : $S_{\text{totale}} = 333,105 \text{ m}^2$

VI.3.4. Pré-dimensionnement du radier nervuré

VI.3.4.1. Dalle du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,75 \gg h_1 = 28,75 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

VI.3.4.2. Nervure

❖ Largeur de nervures

- Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5,75}{10} = 57,5 \implies \text{On prend: } b = 70 \text{ cm}$$

dans les deux sens (x-x et y-y)

❖ Hauteur des nervures

- Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10} \implies \text{On a : } L_{\max} = 5,75 \text{ m} \implies 38,33 \text{ cm} \leq h_N \leq 57,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_{n1} = 60 \text{ cm}$

- Condition de la raideur

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \dots\dots\dots(14)$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur 'a' non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à : $(\pi/2 L_e + b)$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcul comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $(\pi/2 L_e + b)$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

- Application numérique

On veut que : $(\pi/2 L_e + b \geq L_{\text{entre axe}})$

- $b = 70$ cm (largeur du poteau)
- $L_{\text{entre axe}} = 5,75$ m
- $\Rightarrow L_e = ?$

A partir de la formule (14) on calcule la valeur de h :

$$\text{On aura : } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$$

- I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$
- E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000$ MPa).
- K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5$ (kg/cm^3) \rightarrow pour un très mauvais sol.
- $K = 4$ (kg/cm^3) \rightarrow pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12$ (kg/cm^3) \rightarrow pour un très bon sol.

On a choisi $K = 4$ (kg/cm^3) pour un sol de densité moyenne.

$$L_e = 5,95 \text{ m}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 5950}{\pi} \right)^4}{20000}} \Rightarrow h_2 \geq 107,29 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h_{n2} = 110 \text{ cm}}$$

• Condition de poinçonnement

On doit vérifier la condition suivante [3] :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times U_u \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 3124,11 \text{ kN}$)
- U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b)+2h]$)
- a, b : Dimensions du poteau du sous sol (70×70).

$$N_u \leq 0,045 \times (4a+4h) \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \implies h_n \geq 29,75 \text{ cm} \implies \text{On prendre: } \mathbf{h_{n3} = 50 \text{ cm}}$$

• **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1 \text{ ml}$

$N_u = N_{u1}$ (superstructure)

On a :

- $N_u = 56195,95 \text{ KN}$ [6]
- $S_{\text{radier}} = 333,105 \text{ m}^2$
- $L_{\text{max}} = 5,75 \text{ m}$
- $b = 0,70 \text{ m}$
- $T_u = 970,04 \text{ KN}$
- $\tau_u = 4,49 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{radier}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{radier}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau} \\ h \geq \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{radier}} \cdot b \cdot (0,9 \bar{\tau})} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \implies h_{n4} \geq 20 \quad \text{On opte : } \implies \mathbf{h_{n4} = 70 \text{ cm}}$$

D'où : $h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}; h_{n4})$ donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 110 \text{ cm (sens x-x).} \\ h_N = 110 \text{ cm (sens y-y).} \end{array} \right.$$

Nous optons pour les dimensions de notre radier suivantes:

✓ Epaisseur de la dalle du radier : $h_{\text{radier}} = 40\text{cm}$

✓ Les dimensions de la nervure:
$$\begin{cases} h_N = 110\text{cm (sens(x-x))} \\ h_N = 110\text{cm (sens(y-y))} \\ b = 70\text{cm} \end{cases}$$

VI.3.5. Caractéristiques géométriques du radier

➤ Position du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = 10,47 \text{ m} \\ Y_G = 7,95 \text{ m} \end{cases}$$

➤ Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 7017,6895 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 12191,0472 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.3.6. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistants au renversement [1]:

On doit vérifier que : $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$

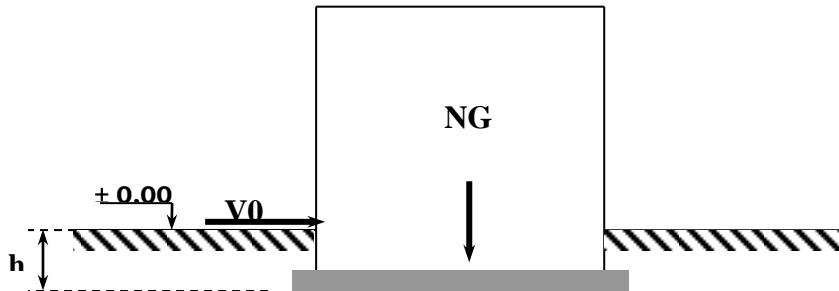


Figure VI.3 : La charge verticale et l'effort tranchant

- N : Charge verticale permanente.
- $N = N_1 + N_2$

Avec :

- $N_1 = 4187,12 \text{ kN}$
- N_2 : Poids propre du radier.
- $N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 333,105 \times 0,4 = 3331,05 \text{ kN}$
- $N = 7518,17 \text{ kN}$.
- $M_r = \sum M_0 + V_0 h$ (Moment de renversement dû aux forces sismique).
- M_0 : Moment à la base de la structure d'après [6]
 - $M_{0x} = 2498,30 \text{ kN.m}$
 - $M_{0y} = 1337,78 \text{ kN.m}$
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure d'après [6]
 - $V_{0x} = 5794,23 \text{ kN}$
 - $V_{0y} = 4046,08 \text{ kN}$
- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h = 3,90 \text{ m}$.

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VI.2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier.

N(kN)	M _{Rx} (kN.m)	M _{Ry} (kN.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
7518,17	25095,79	17117,41	3,33	2,27	5,23	3,37	Vérifiée

Nous remarquons que le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.3.7. Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par : $N_{ser} = \sum N_{ser(super\ structure)} = 52940,89 \text{ kN}$

VI.3.7.1. Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS : } \begin{cases} \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{red}} = \frac{52940,89}{333,105} = 158,93 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{ser} = 158,93 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

VI.3.7.2. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

On vérifie que

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$

- **ELU :**

- $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 72577,12 \text{ kN}$
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	218,64601	217,1152	218,2575
Sens y-y	218,19609	217,5651	218,0359
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) \pi 1,33 \sigma_{sol}$

- **ELS :**

- $N_{ser} = 52940,89 \text{ kN}$
- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	159,6969	158,1661	159,3075
Sens y-y	159,2470	158,6160	159,0892
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) \pi 1,33 \sigma_{sol}$

Nous remarquons :

- ELU : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.
- ELS : La contrainte σ_1 est vérifiée donc pas de risque de soulèvement, mais $\sigma_2 < 0$ nous avons $e < l/4$ donc : Il y a un Léger soulèvement qui est compensé par le poids des remblais sur le radier.

VI.3.8. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{➤ ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 159,3075 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{➤ ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 159,3075 \text{ KN/m}^2$$

VI.4. Ferrailage de la dalle du radier

VI.4.1. Détermination des efforts

- Si : $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$. La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la
-
-
- dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.} \end{array} \right.$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Panneau de rive

– Moment en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{array} \right.$$

– Moment sur appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \text{ (appui de rive).} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \text{ (autre appui).} \end{array} \right.$$

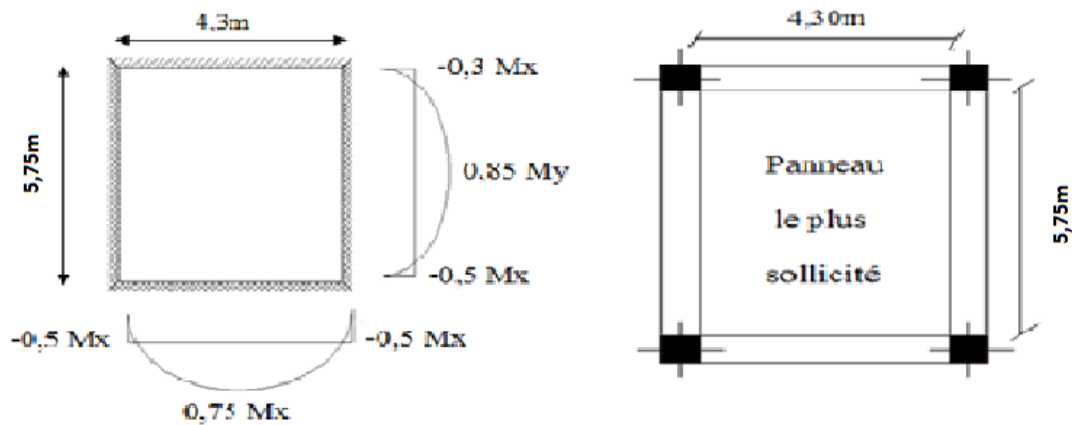


Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité.

➤ **Panneau intermédiaire**

– **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x \\ M_{ty} = 0,75 M_y \end{cases}$$

– **Moment sur appuis**

$$\Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- Si $L_x / L_y < 0,4$; La dalle travaille dans un seul sens.

– Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

– Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

➤ **Valeur de la pression sous radier**

- **ELU**

$$q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 218,2575 \text{ KN/m}$$

- **ELS**

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1\text{m} = 159,3075 \text{ KN/m}$$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

On a le rapport des panneaux $0,4 < L_x/L_y < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,30	5,75	0,74	0,0630	0,4938	218,257	254,23	216,09	125,53	106,70	108,04

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,30	5,75	0,74	0,0630	0,4938	159,307	185,57	157,73	91,63	77,88	78,86

VI.4.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$
 $d=0,9h=36\text{cm}$

Tableau VI.7 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	216,09	0,120	0,160	33,7	14,79	7T16	14,07	10
	y-y	106,70	0,058	0,074	34,90	7,02	7T14	10,78	10
Appui	x-x	108,04	0,085	0,075	34,90	7,11	7T14	10,78	10
	y-y								

❖ **Espacement**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(100\text{cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm}, \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_x. \\ S_{ty} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}, \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_y. \end{array} \right.$$

- **Sens x-x**

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 25\text{cm}$$

On prend : $S_t = 14\text{cm}$

- **Sens y-y**

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : $S_t = 14\text{cm}$.

VI.4.3. Vérifications nécessaires

- **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,86 \text{ cm}^2 \leq 14,07 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	157,73	14,07	7,00	15	180,3	201,63	vérifie
	y-y	77,88	10,78	3,83	15	115,8	201,63	vérifie
Appuis	x-x	78,86	10,78	3,83	15	115,8	201,63	vérifie
	y-y							

VI.5. Ferrailage des nervures

VI.5.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire [2]

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85 M_0$
 Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

VI.5.2. Calcul des armatures

Les données : $b = 70\text{cm}$; $h = 110\text{cm}$; $d = 99\text{cm}$;

➤ Sens porteur (y-y) = Sens non porteur (x-x)

$L = 5,75\text{m}$; $P = 218,2575 \text{ kN/ml}$; $M_0 = 902,01 \text{ KNm}$

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures.

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	766,71	0,078	0,010	94,90	18,57	10T16 2T14	23,19	9
Appuis	451,00	0,046	0,060	96,60	10,73	6T16	12,06	9

VI.5.3. Vérifications nécessaires

- Condition de non fragilité

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,69\text{cm}^2 \leq 12,06 \text{ cm}^2$.Vérifiée

- Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificat°
Travée	x-x	559,60	23,19	4,72	15	141,10	201,63	vérifier
	y-y	559,60	23,19	4,72	15	141,10	201,63	vérifier
Appuis	x-x	279,80	12,06	2,98	15	130,5	201,63	vérifier
	y-y	279,80	12,06	2,98	15	130,5	201,63	vérifier

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \\ T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{218,25 \times 5,7}{2} = 627,46 \text{ KN} \\ \tau_u = \frac{627,46 \times 10^3}{700 \times 990} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier} \end{cases}$$

VI.5.4. Ferrailage transversal

- Selon le règlement [2]

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} & (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa} \end{cases}$$

- Selon le règlement [1]

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.} & \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.} \end{cases}$$

Donnée : $f_e = 500\text{MPa}$; $\tau_u = 0,90 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$; $b = 70\text{cm}$; $d = 99\text{cm}$. On trouve :

- $S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$
- $S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

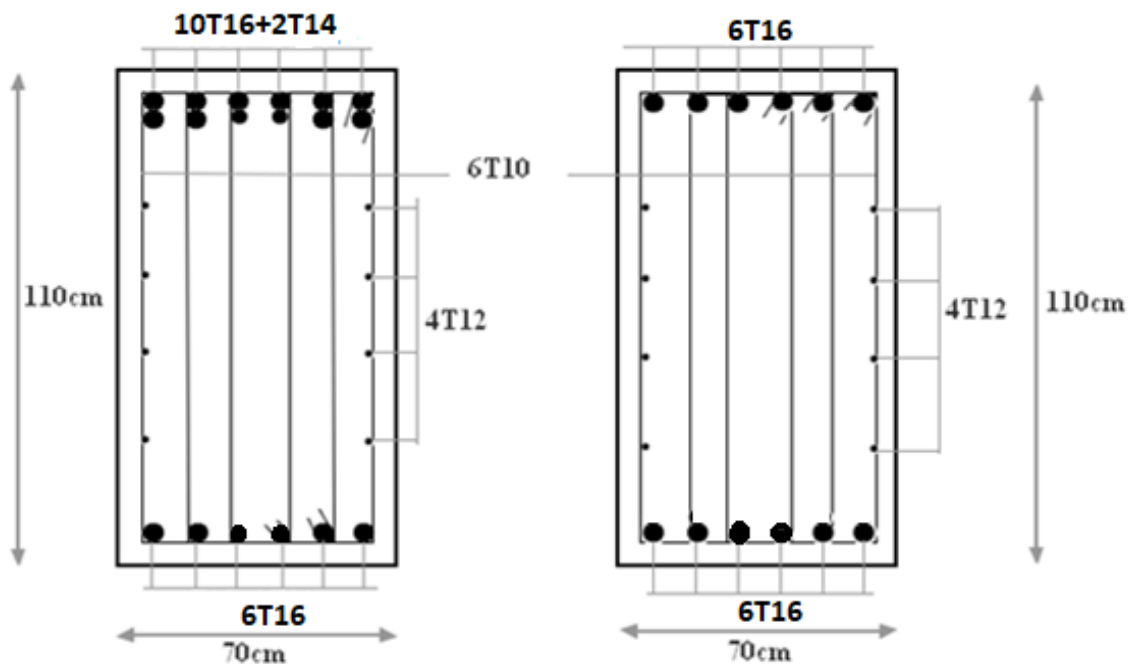
Tableau VI.11 : Ferrailage transversal et l'espacement.

	St(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Zone nodale	15	3,15	6T10	4,71
Zone courante	20	4,2	6T10	4,71

VI.5.5. Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Pour les bâtiments courants on a $3cm^2/m$ pour les armatures de peau, $A_p = 3 \frac{cm^2}{m} \times 1,10 = 3,3 cm^2$ (Fissuration préjudiciable)

Donc on prend : $4T12 = 4,52 cm^2$



- Travée -

- Appui -

Figure VI.5 : Ferrailage des nervures.

VI.6. Etude du voile périphérique

VI.6.1. Pré-dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique [1], il faut que :

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20\text{ cm}$ (Section du voile).

VI.6.2. Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_z = 2,35\text{m}$; $L_y = 5,75\text{ m}$.

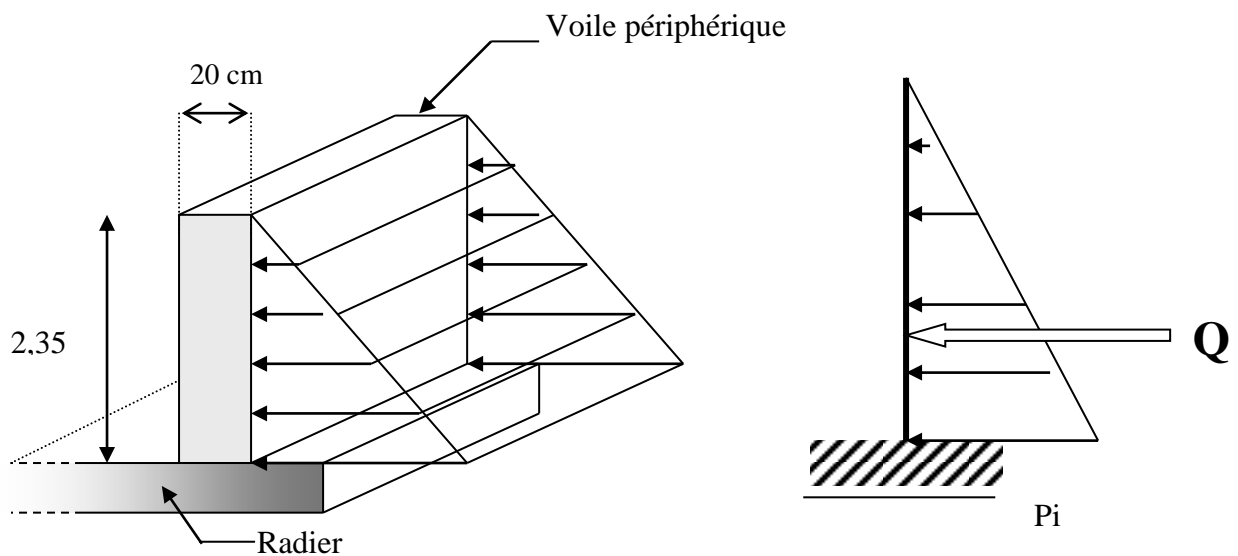


Figure VI.6 : Schéma statique.

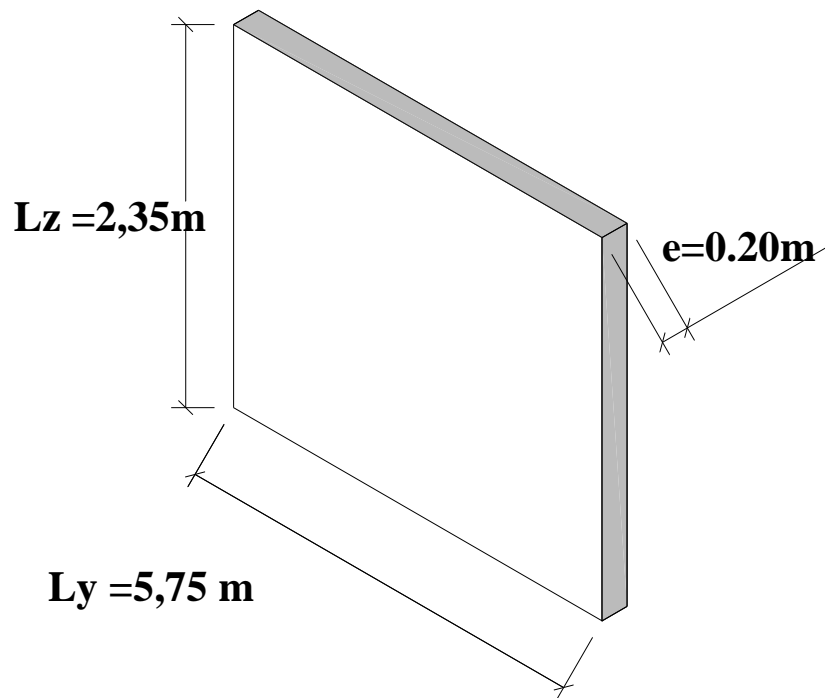


Figure VI.7: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable) [2].

La charge de poussées des terres est données par : $P_i = k_0 \times \gamma_d \times H$

Avec :

- P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.
- k_0 = Coefficient de poussée = $\text{tg}^2 \cdot [(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\phi}{2})]$.
- γ_d = Poids spécifique des terres ($\gamma_d = 20,00\text{kN/m}^3$).
- H = Hauteur du voile ($H = 2,35\text{m}$).
- ϕ : Angle de frottement interne du remblai = 28°
- $\phi = 28^\circ \Rightarrow K_0 = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,195$

-Donc : $P_i = K_0 \times \gamma_d \times H = 9,16\text{ kN/ml} \gg P_u = 1,35 \times P_i = 12,37\text{ kN/ml}$

VI.6.3. Effort dans la Dalle

$$\frac{L_z}{L_y} = 0,40 > 0,4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_z = 0,11 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_z = \mu_z P_u L_z^2 = 7,51 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_z = 1,87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

- $M_{tz} = 0,85M_x = 6,38 \text{ kN.m}$
- $M_{ty} = 0,85M_y = 1,59 \text{ kN.m}$

• **Moment sur appuis**

- $M_{az} = M_{ay} = 0,5M_z = 3,75 \text{ kN.m}$

VI.7. Calcul du Ferrailage :

Les données : $b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	z-z	6,38	0,013	0	0,016	17,88	3,88	7T10	5,50	15
	y-y	1,59	0,003	0	0,003	17,97	1,27	4T10	3,14	25
Appuis	z-z, y-y	3,75	0,008	0	0,010	17,92	2,25	5T10	3,93	20

• **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,93\text{cm}^2 < 3,14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Condition exigées :** le pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes [1].

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.7.1. Vérifications

VI.7.1.1. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_z = \frac{q_u L_z L_y}{2L_z + L_y} = 15,99 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_z}{3} = 9,68 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_z; T_y) = 16 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{16 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,088 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

VI.7.1.2. Vérification à l'ELS

VI.7.1.3. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_z}{L_y} = 0,40 > 0,4 \Rightarrow \mu_z = 0,1121 \quad ; \quad \mu_y = 0,2854$$

$$P_{ser} = 9,16 \text{ kN/ml}$$

$$M_z = \mu_x P_{ser} L_z^2 = 5,67 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_z = 1,61 \text{ kN m}$$

• **Moment en travée**

- $M_{tz} = 0,85M_z = 4,82 \text{ kNm}$
- $M_{ty} = 0,85M_y = 1,40 \text{ kNm}$

• **Moment sur appuis**

- $M_{az} = M_{ay} = 0,5M_x = 2,80 \text{ kN}$

VI.7.1.4. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau VI.13 : Vérification des Contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérificati on
Travée	z-z	4,82	5,50	5,55	18486,17	1,44	15	57,1	201,6	vérifié
	z-z	1,40	3,14	4,38	18105,03	0,45	15	28,4	201,6	vérifié
Appuis	z-z, y-y	2,80	3,93	4,82	18063,95	1	15	63,3	201,6	vérifié

VI.7.1.5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_z} \geq \frac{M_t}{20M_z} \\ \frac{h}{L_z} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,085 > 0,0425 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,085 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 1,74 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

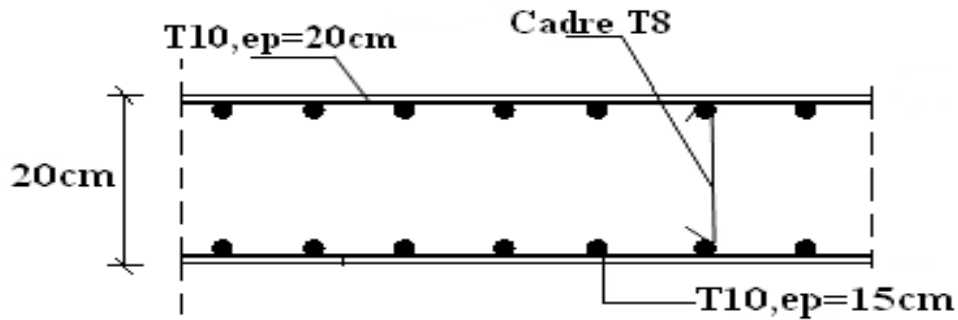


Figure VI.8 : Ferrailage du voile périphérique sens z-z.

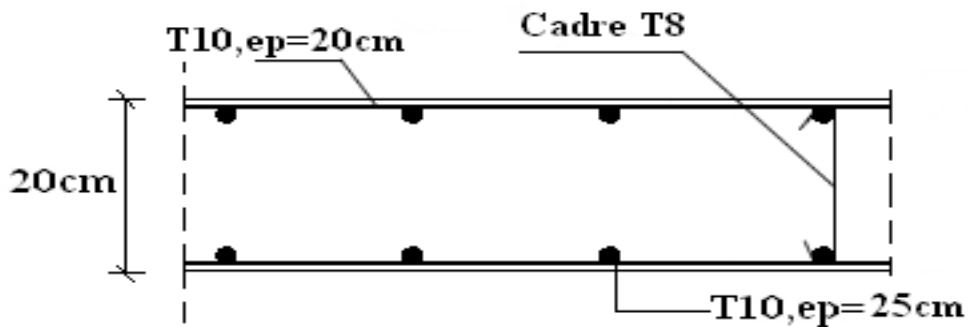


Figure VI.9 : Ferrailage du voile périphérique sens y-y.

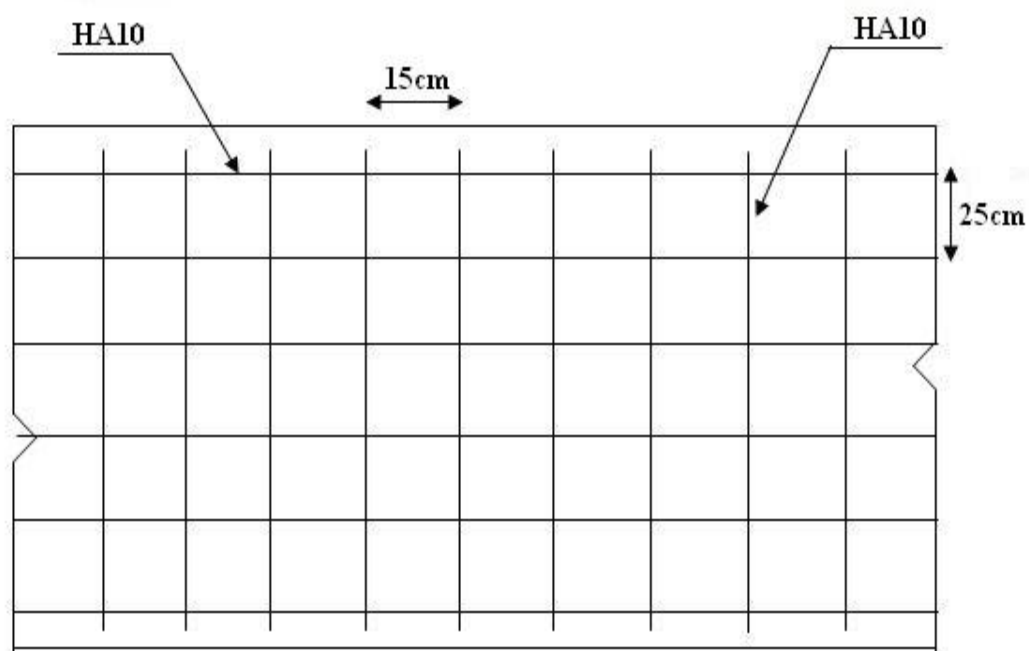


Figure VI.10 : Ferrailage du voile périphérique.

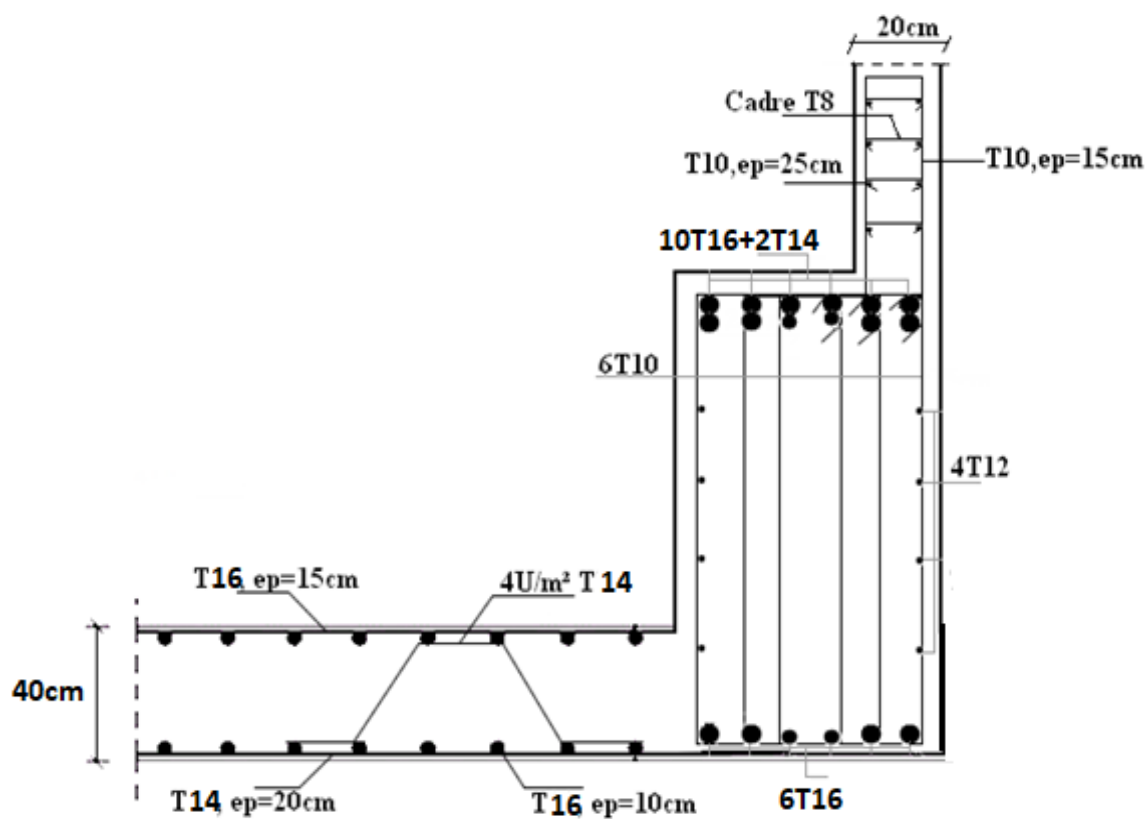


Figure VI.11 : Ferrailage du radier, nervure, voile périphérique une coupe en travée.

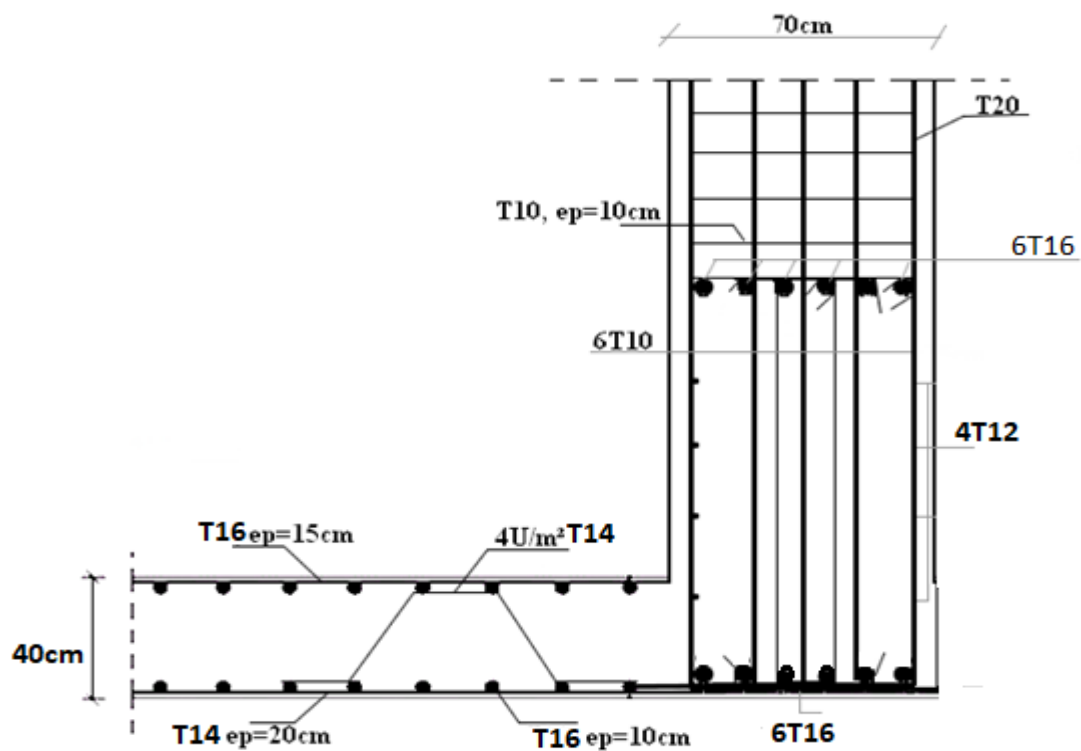


Figure VI.12 : Ferrailage du radier, nervure, poteau sur une coupe en appui.

VI.8. Conclusion

Conclusion

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes mes connaissances acquises durant mes années universitaires.

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a conduite à dégager un certain nombre de conclusions, dont les plus importantes sont:

- Pour le ferrailage : nous avons remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le RPA99 v 2003.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- L'irrégularité en plan de la structure rend difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Les résultats du logiciel SAP2000 nous ont permis de dimensionner des fondations convenablement et de déterminer le ferrailage des poutres, poteaux, voiles et des éléments secondaires de la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : Règles **BAEL** 91 modifié 99

[2] : Règles parasismiques algériennes 99 version 2003

[3] : Règles de conception et de calcul en BA (**CBA93**)

[4] : Document technique réglementaire (**DTR C.B.2.2 , DTR E4.1**)

[5] : SAP2000