

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT
(R+8+ES+SS) A OSSATURE MIXTE
CONTREVENTE PAR VOILES
AVEC APPLICATION ETABS**



Etudié par :
M^r. GRIM Arezki
M^r. HAMDAD Mustapha

Dirigé par :
M^r. KHELIL

Remerciement

En premier lieu nous tenons à remercier dieu le tout puissant qui nous a donnés santé et force pour arriver au bout de ce travail.

En second lieu nous remercions nos parents et toute notre famille qui nous ont soutenus tout au long de nos études.

Nos remerciements iront aussi à notre promoteur **M^r KHELIL** qui nous a orientés tout au long de ce projet

Nous remercions tous nos amis et toute personne ayant contribué de prêt ou de loin a l'élaboration de ce projet surtout SAID et TAHAR et sans oublier les responsables de laboratoire géotechnique du département génie civil Sid Ali et Fatma

Nos remerciements ne seraient complets sans avoir remercié l'ensemble des enseignants qui ont contribués à notre formation et l'ensemble du personnel du département GENIE CIVIL.

Nous remercions l'ensemble des membres du jury qui auront à nous examiner.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a :

- ❖ Mes très chers parents.
- ❖ A mes frères mes sœurs
- ❖ A toute la famille GRIM
- ❖ A tous mes cousins et cousines.
- ❖ A tous mes amis.
- ❖ A notre petit groupe (Said, Tahar, Nora, Fatma, Siham, Mustapha).
- ❖ A toutes les personnes que j'aime et qui me sont très chères.
- ❖ A toute personne ayant un mérite dans la réalisation de ce travail.

AREZKI



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a :

- ❖ Mes très chers parents.
- ❖ A mon frère ma petite sœur
- ❖ A toute la famille HAMDAD
- ❖ A tous mes cousins et cousines.
- ❖ A tous mes amis
- ❖ A notre petit groupe
- ❖ A toutes les personnes que j'aime et qui me sont très chères.
- ❖ A toute personne ayant un mérite dans la réalisation de ce travail.

MUSTAPHA



Sommaire

Introduction générale

Les plans d'architecture

- ✚ **Chapitre I**: Présentation de l'ouvrage.....P (1-10)
- ✚ **Chapitre II** : Pré dimensionnement des élémentsP (11-24)
- ✚ **Chapitre III** : Calcul des éléments :
 - III.1 : calcul de l'acrotèreP (25-31)
 - III.2 : calcul des planchers.....P (32-47)
 - III.3 : calcul de l'escalierP (48-59)
 - III.4 : calcul de la poutre palière P (60-67)
 - III.5 : calcul porte à fauxP (68-73)
 - III.6 : calcul des balconsP (74-79)
 - III.7 : calcul de la salle machineP (80-89)
- ✚ **Chapitre IV** : Modalisation présentation du logicielP (90-111)
- ✚ **Chapitre V** : vérification des exigences du RPA.....P (112-127)
- ✚ **Chapitre VI** : ferrailage des poutresP (128-136)
- ✚ **Chapitre VII** : ferrailage des PoteauxP (137-148)
- ✚ **Chapitre VIII** : ferrailage des voilesP (149-166)
- ✚ **Chapitre IX** : études de l'infrastructure.....P (167-187)
- ✚ **Chapitre X** : études de voiles périphériqueP (188-193)

Les plans d'exécutions

Conclusion générale

Bibliographies

Introduction général

Le génie civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Dans notre pays les catastrophes naturelles, le séisme en particulier, et l'expérience nous ont incités au développement des règles de construction appropriées à notre pays, et à être plus rigoureux par rapport à leur application et leur respect. Dans ce cadre les autorités concernées ont établies le **RPA (Règlement Parasismique Algérien)** et le dernier en date est le **RPA99 (version 2003)** au quel on se réfère et on suit ses préconisations dans toute études de construction en Algérie.

Nous proposons une étude est menée suivant les règles **BAEL 91 modifié 99** et le **RPA99 (version 2003)** et les **DTR** algériens. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment en **(R+8+entre-sol+Sous-sol)** a usage d'habitation et commercial.

Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :

Dans la première partie, nous présenterons l'ouvrage et ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

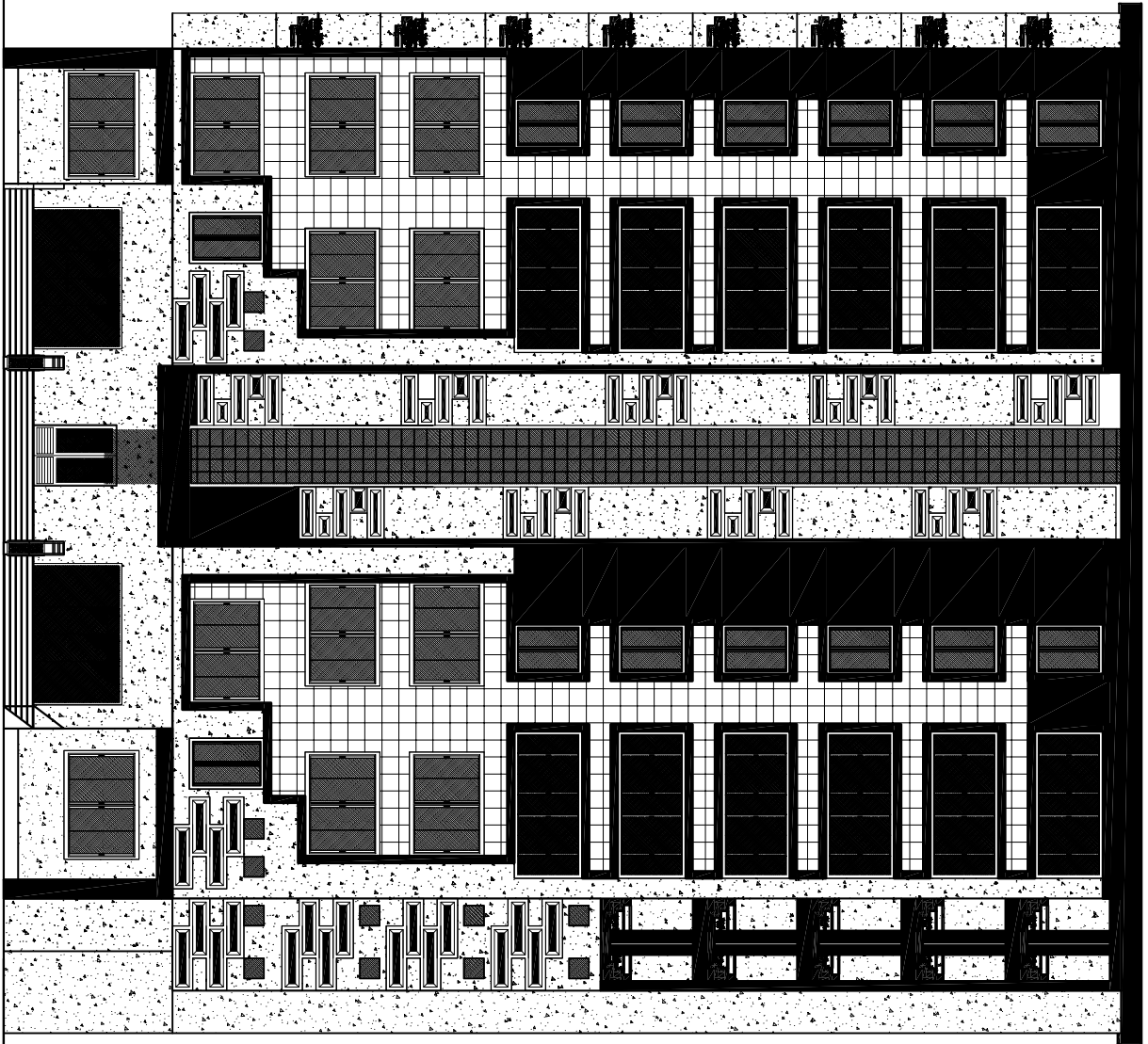
La deuxième partie aura objectif de déterminer les ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyses dynamique en réalisant en modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (**ETABS**), qui nous permettrons d'avoir les résultats suivant :

- Les caractéristiques vibratoires (période propres et mode propres) de la structure
- les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

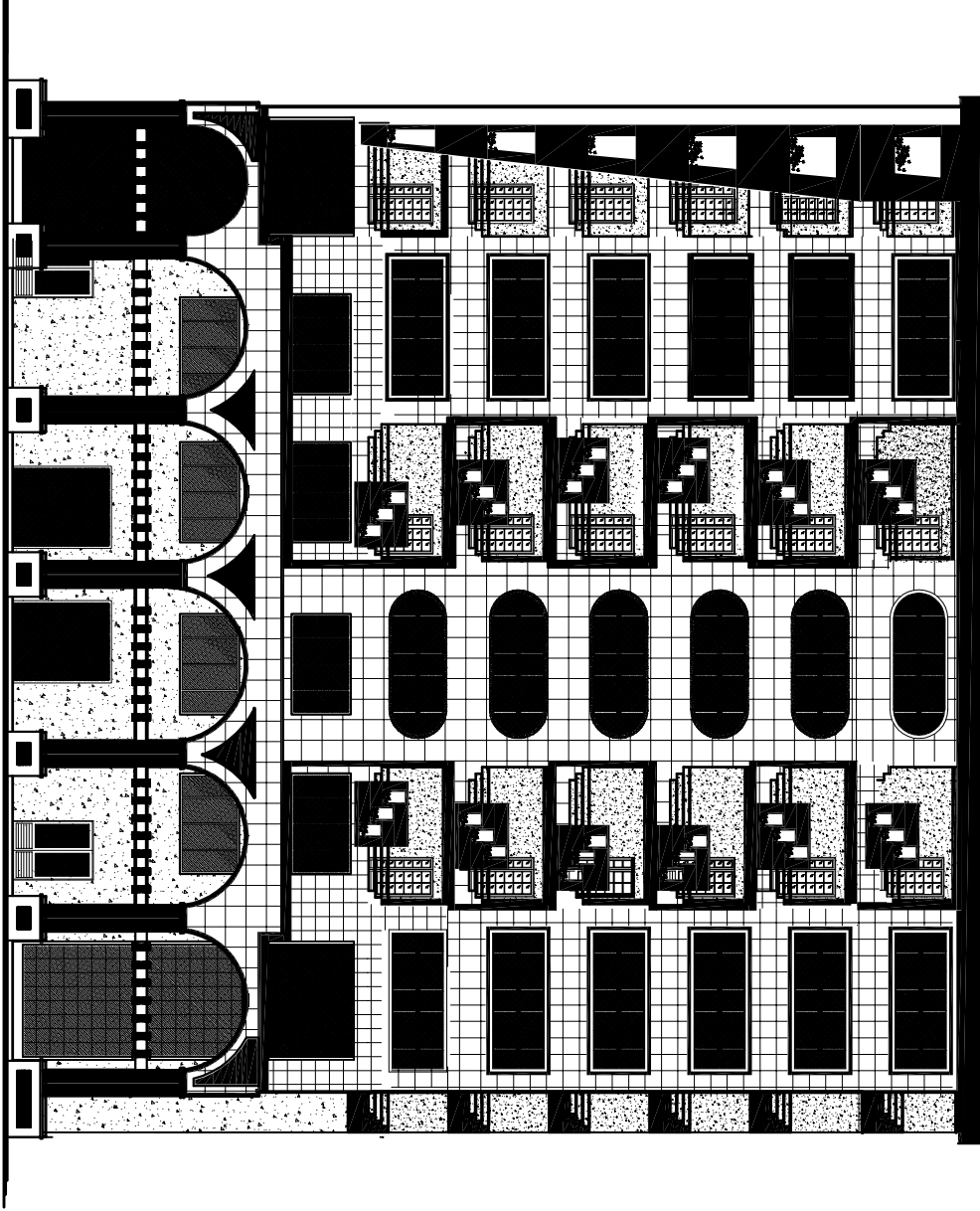
Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure.

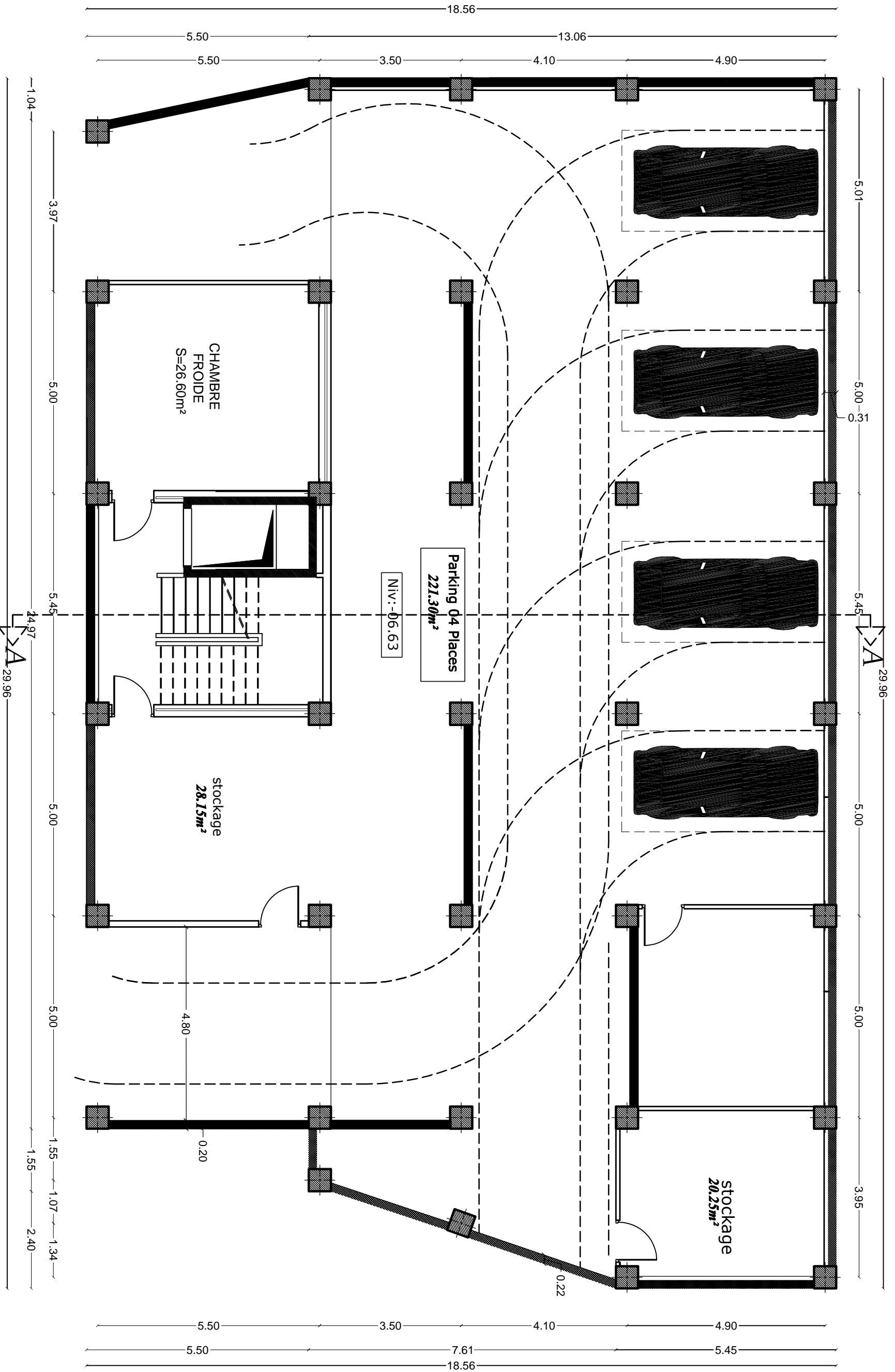
C'est l'occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire.

façade postérieure

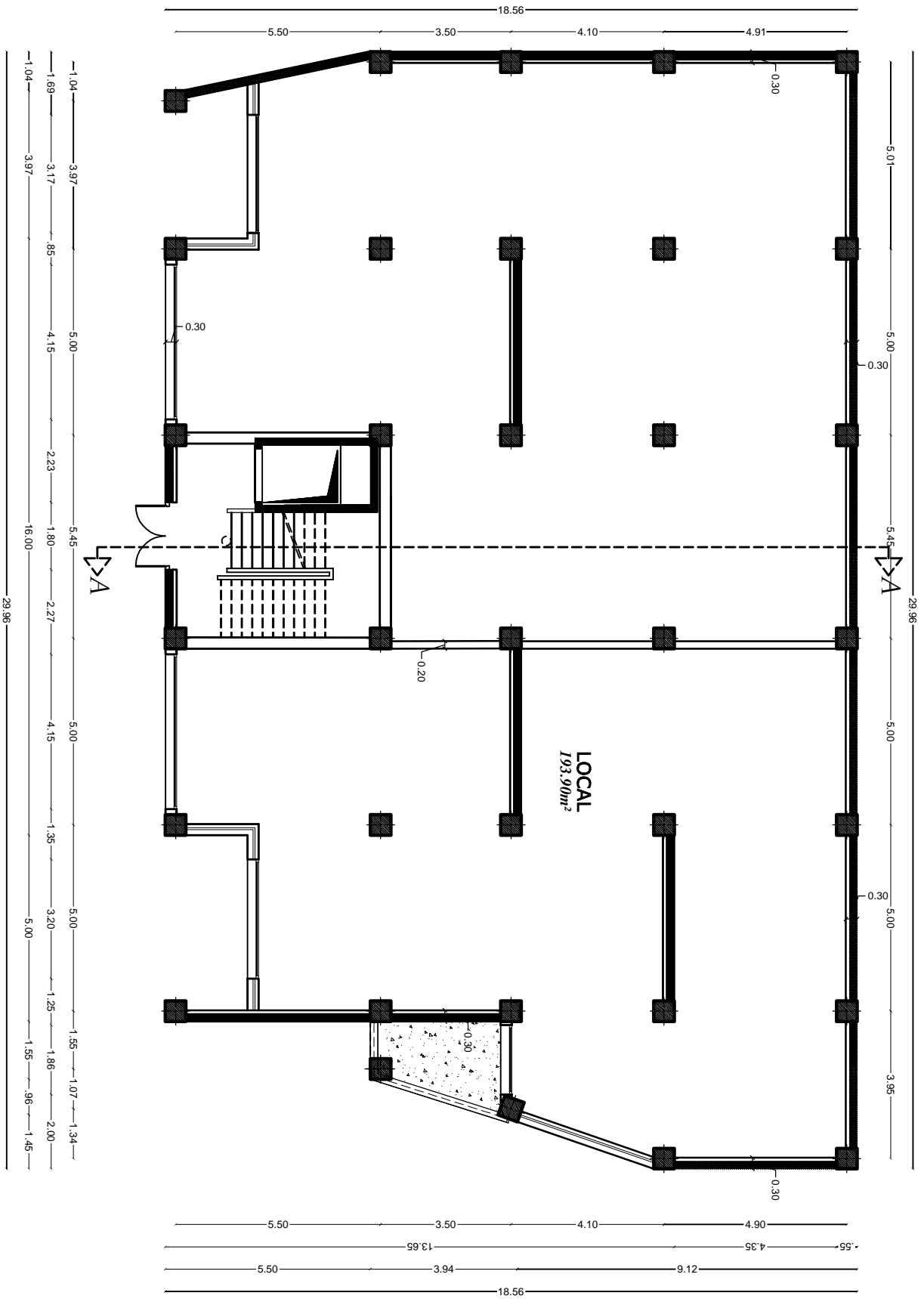


façade principale



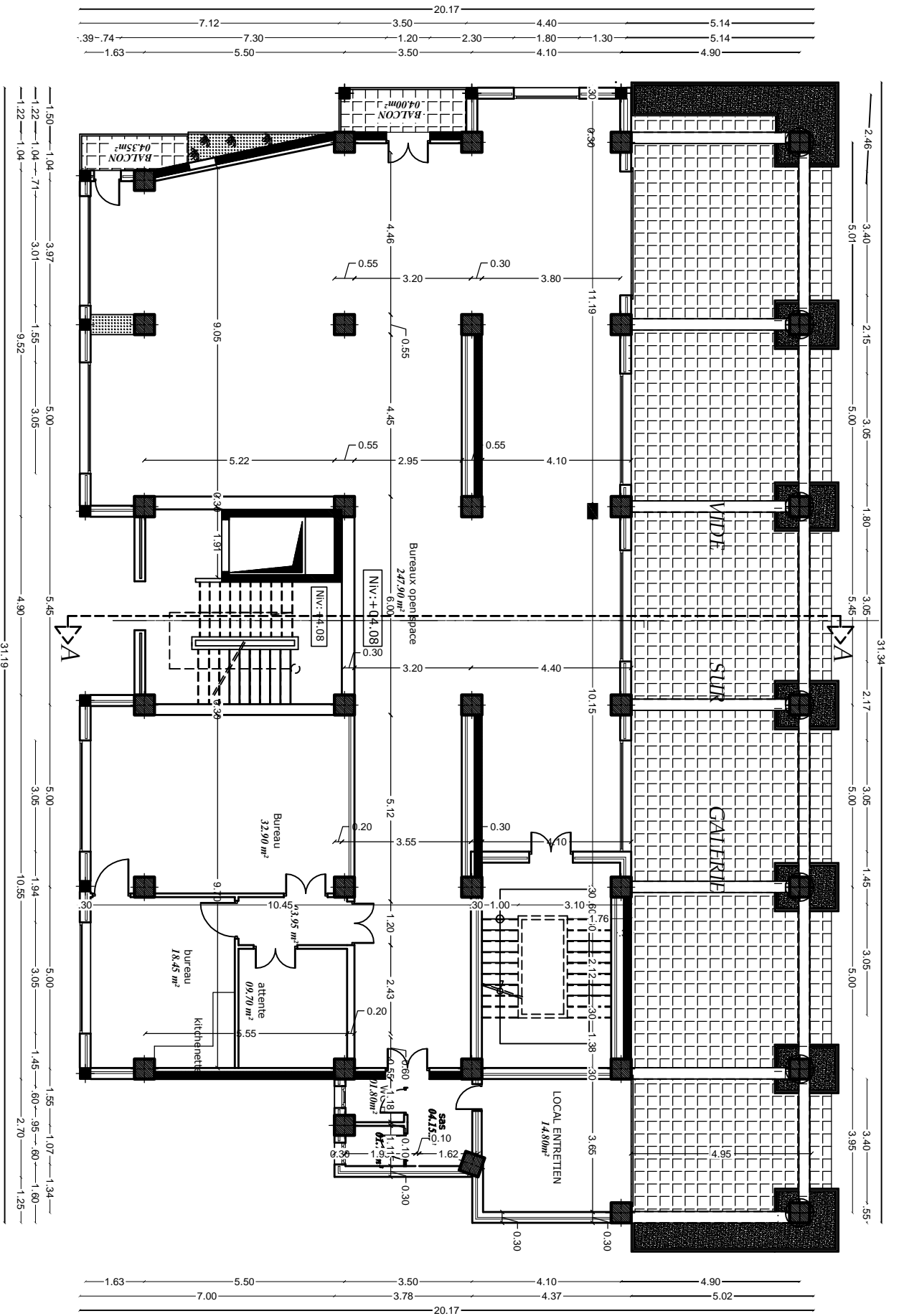


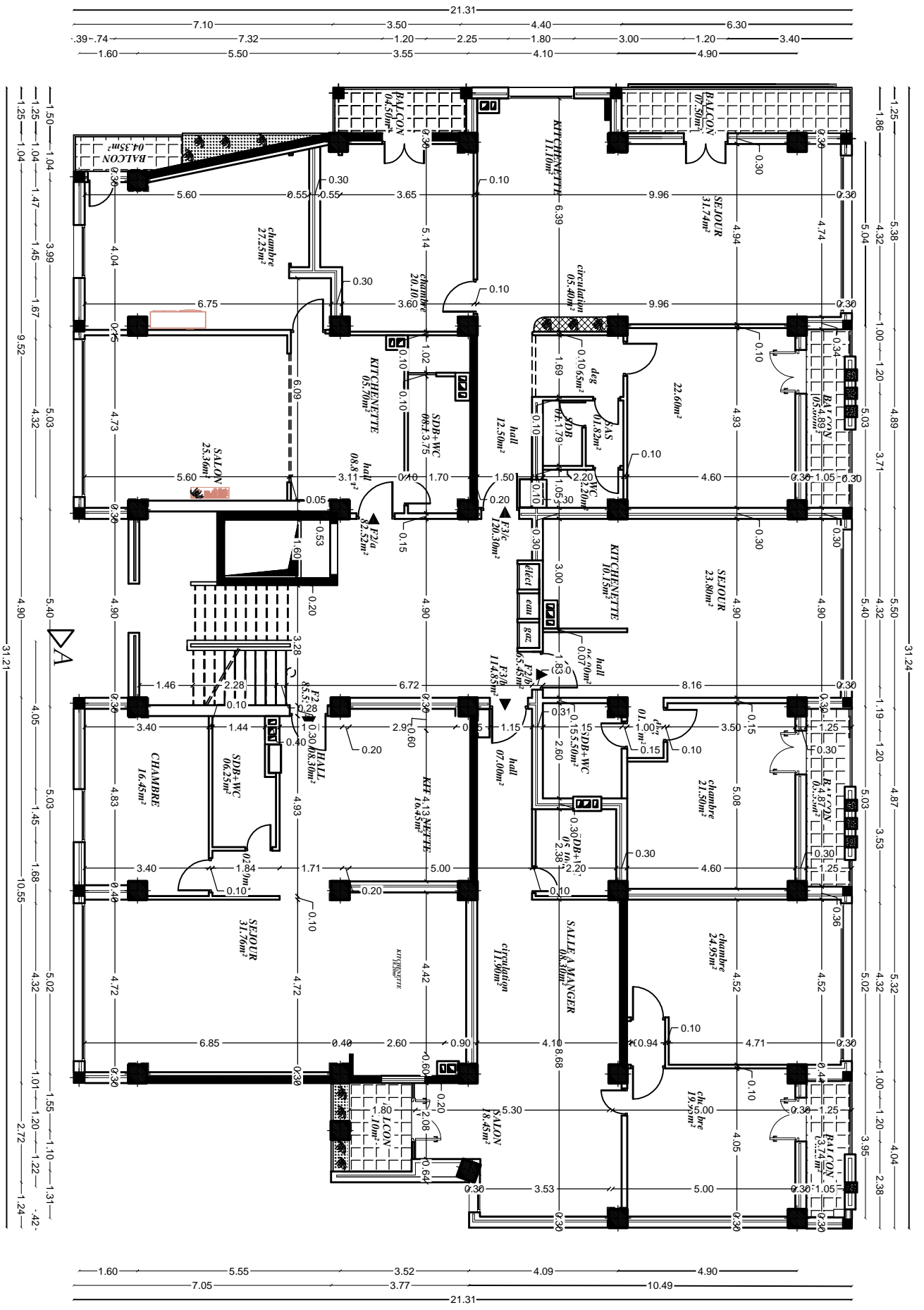
Plan Du sous sol Niv- 06.63



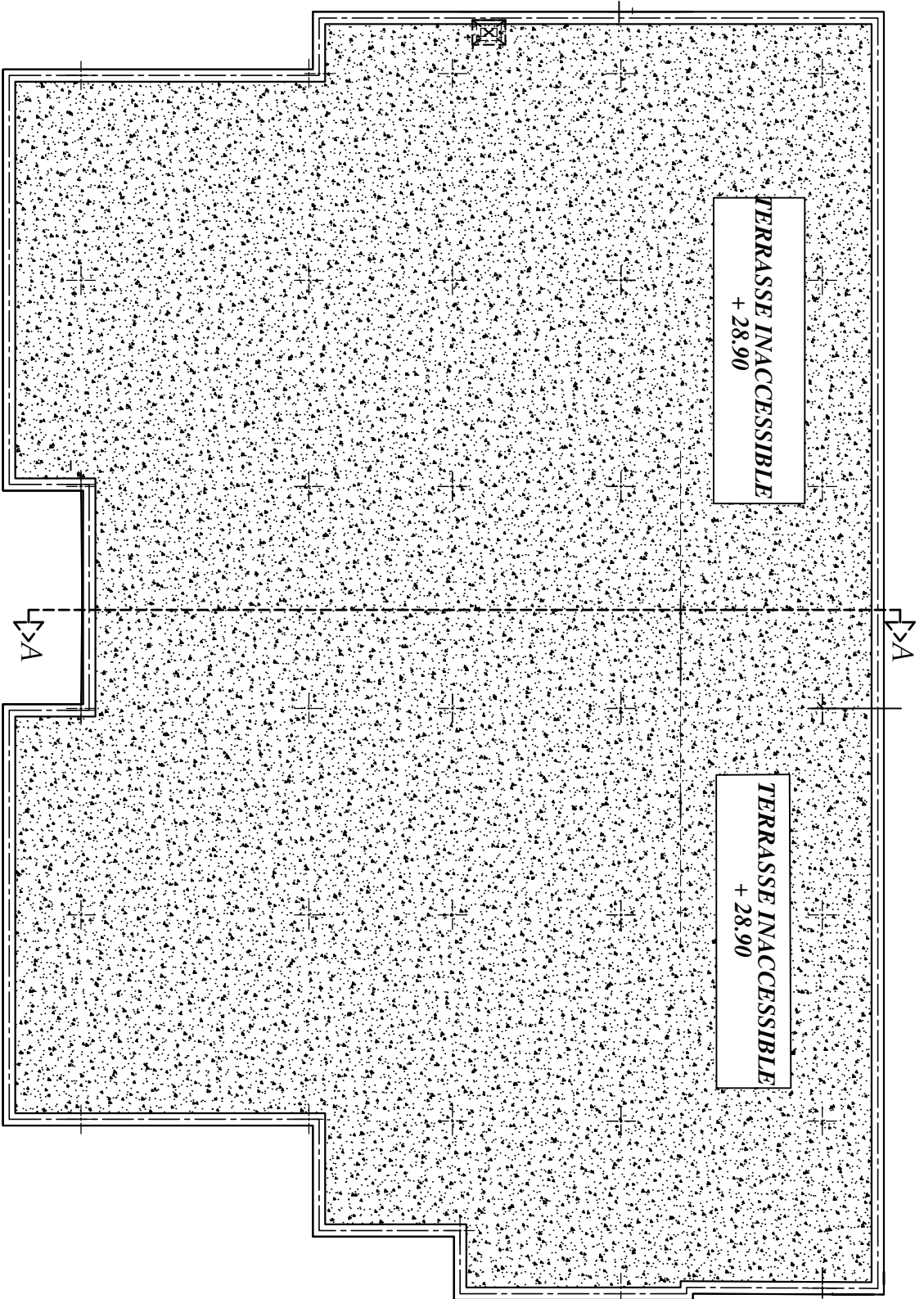
Plan Du L'Entre sol Niv- 03.57

Plan Du 1 er Etage Niv +4.08





Plan Du 2-8 eme Etage Niv+07.48-28.9



TERRASSE INACCESSIBLE
+ 28.90

TERRASSE INACCESSIBLE
+ 28.90

Plan De Toiture Niv +28.90



CHAPITRE I :
Présentation de
L'ouvrage

INTRODUCTION

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+8étage courants et un sous-sol et entre sol, à usage d'habitation, commerce et service contreventé par des portiques et voiles.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1) Description de l'ouvrage

Le projet, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- ❖ Un sous-sol se forme d'un parking de 4 places.
- ❖ Un entre sol à usage de service.
- ❖ Un rez-de-chaussée à usage commercial
- ❖ 1^{er} étage à usage des bureaux
- ❖ 07étages à usage d'habitation.
- ❖ Deux cages d'escaliers.
- ❖ Une cage d'ascenseur.

Ce bâtiment, classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2), sera implanté à BOUKHALFA-TIZI OUZOU qui est selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 modifier 2003) une zone de moyenne sismicité (zone IIa). La contrainte de calcul du sol est de 2.5 bars.

I-2) Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de ce bâtiment sont :

- ❖ Longueur totale du bâtimentL =31,19 m
- ❖ Largeur totale du bâtimentB =21,31 m
- ❖ Hauteur de sous-sol.....Hs-s=3,06m
- ❖ Hauteur de l'entre sol.....He-s=3,57m
- ❖ Hauteur de Rez-de-chausséeHr = 4,08 m
- ❖ Hauteur de l'étages de service.....Hes=3,40m
- ❖ Hauteur de l'étage courant.....he = 3,06 m
- ❖ Hauteur de l'acrotèreha = 0,60 m
- ❖ Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère).....H =35.53m

I-3) Différents éléments de l'ouvrage :**I-3-1) Ossature :**

L'immeuble est à ossature mixte, le contreventement est assuré par des voiles et des portiques (poteaux, poutres), leur disposition se fait dans les deux sens (longitudinaux et transversaux)

a. Voile :**➤ -Voiles périphérique (boîte de rigidité) :**

Disposés au périphérique du bâtiment au sous-sol et entre sol destinés à reprendre les efforts des poussées et de butées des terres.

➤ -Voiles de contreventement :

Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux

b. Portiques :

Ils sont en béton armé, sont constitués des poutres et des poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales

I-3-2) Planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment

. Ils ont pour rôles essentiels :

- Les transmissions des différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux,
- La répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
- Une isolation thermique et acoustique.
- Séparer les différents niveaux.

I-3-3) Maçonnerie :

Il y a deux types des murs dans la structure.

• Les murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons (30cm) en briques creuses de 15cm d'épaisseur à l'extérieur et de 10cm d'épaisseur à l'intérieur avec une lame d'air de 5cm.

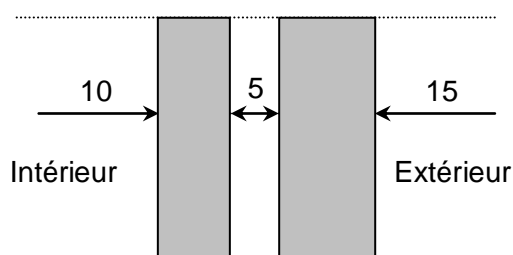


Figure 1.1 : Schéma descriptif du mur extérieur

- **Les murs intérieurs :**

Sont en simple cloison (brique creuse de 10cm)

I-3-4) Revêtement :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides

I-3-5) Escaliers et ascenseur :

Le bâtiment est muni deux cages d'escaliers assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ces escaliers comportent deux volées et seront constituées de paliers et paillasses coulés sur place ; en plus de la cage d'escaliers, l'ouvrage est muni d'une cage d'ascenseur réalisée en voiles, coulée sur place.

I-3-6) Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, dont la hauteur est de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse.

I-3-7) Système de coffrage :

- Coffrage métallique pour les voiles de façon limité de temps d'exécution.
- Coffrage en bois pour les portiques.

I-3-8) Fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol.

Le choix de type dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des charges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux

I-4-1) le béton :

Est un matériau constitué par un mélange de : ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suite :

- Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400 Kg / 1m^3 de classe CPA 325.
- 150 à 200L d'eau.

I -4-1-1) Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée « f_{cj} », (avec j l'âge de béton).

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1, 11 BAEL 91**)

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

I -4-1-2) Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante (**Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99**) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

I -4-1-3) Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- A sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- A son comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité.

Les états limites sont classés en deux catégories :

- **Etats limite ultime ELU** : Il correspond à la perte d'équilibre statique, à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

- **Etats limite de service ELS** : Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation de la durabilité (ouvertures des fissures, déformation excessives des éléments porteurs)

I-4-1-4) Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) : (Art A.4.3, 41BAEL91)

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante

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

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle. $\Rightarrow f_{bc} = 18,50$ MPa (pour $\theta = 1$)

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante. $\Rightarrow f_{bc} = 14,20$ MPa (pour $\theta = 1$)

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$ lorsque la durée d'application est supérieur à 24 heures

$\theta = 0,9$ lorsque la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0,85$ lorsque la durée d'application est inférieur à 1 heure

b) Contrainte limite de cisaillement (art A.5.1.1 BAEL91) :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : la largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile de la poutre

-Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre Moyenne) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures

Droites (art A.5.1.211 BAEL91) :

$\tau_u = \min [0,15 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,75 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est peu nuisible.

$\tau_u = \min [0,2 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est préjudiciable ou très Préjudiciable.

c) État limite de service (ELS) (Art. A.4.5.2, BAEL91) :

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

I -4-1-5) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module

a-1) Module d'élasticité instantané (art A.2.1, 21BAEL) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à $E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}}$. Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

a-2) Module d'élasticité différée (art A.2.1, 22BAEL91) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte d'effet de fluage de béton on prend un module de :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa Avec :}$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

c) Coefficient de poisson : (art A.2.1, 3BAEL91) :

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right) \text{ Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

I-4-1-6) Diagramme contrainte déformation du béton :

- Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle" (Fig. 1.1).

Ce diagramme est constitué :

- ❖ D'un tronç de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$
- ❖ D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

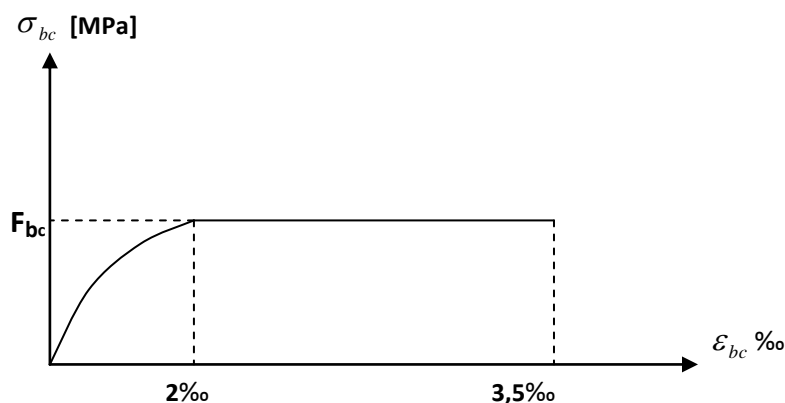


Fig. I.1- Diagramme « contrainte- déformation » du béton (ELU)

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

I-4-1-7) Contrainte limite de service de résistance à la compression:

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire :

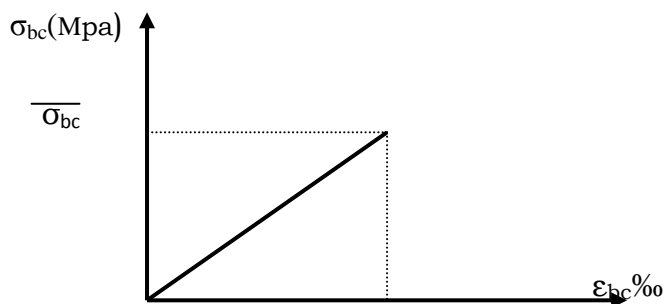


Fig. I.2 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

I-4-2) Les aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

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

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).
- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA)

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques

Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TLS520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I-1 : caractéristiques des aciers utilisés.

I-4-2-1) Module de déformation longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000$ Mpa (article A.2.2-1 du BAEL 91).

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

I-4-2-2) Contrainte limite de l'acier :

➤ **A ELU : (Art A.4.3.2/BAEL91):**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour la situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \quad \text{pour la situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
FeE400	$\bar{\sigma}_{st} = 348$ Mpa	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ Mpa
FeE520	$\bar{\sigma}_{st} = 452$ Mpa	$\bar{\sigma}_{st} = 520$ Mpa

I-4-2-3) Diagrammes de contraintes -déformation de calcul : (CBA 93 - A.2.2.2) :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

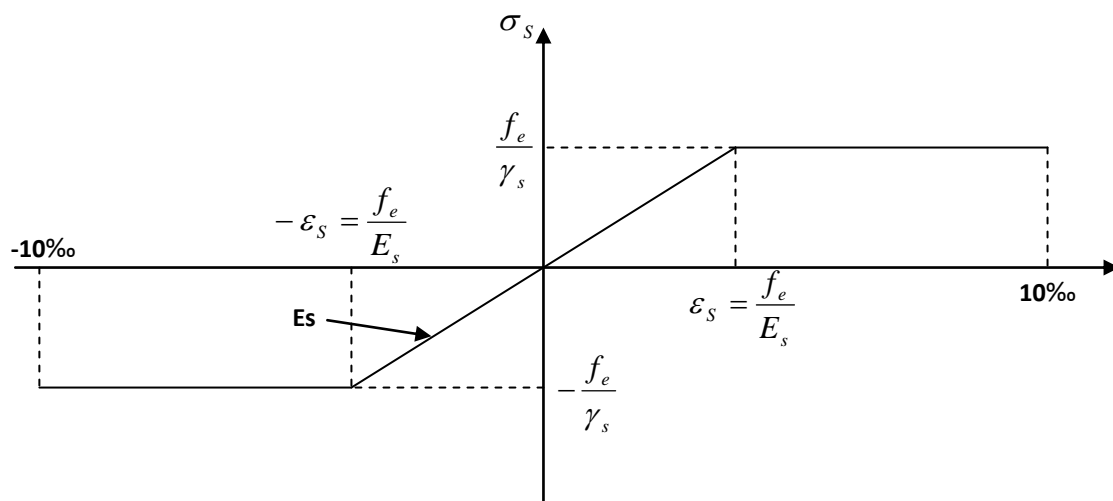


Fig. I.2 Diagramme « Contrainte – Déformation » de l'acier

➤ **A ELS: (art. A.4.5, 3BAEL91 modifier 99)**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

- **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32BAEL91 modifiées 99)** : Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.
- **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33BAEL91 modifiées 99)** : C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right) MPa.$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration.

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

$$\eta = 1 \text{ pour les RL.}$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34BAEL91 modifiées 99)** :

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s < \sigma_{st} \leq 0.8 \min\left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right]$$

I-4-2-4) Protection d'armatures :(art A. 7.2, 4BAEL91 modifiées 99) :

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

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

A decorative border resembling a scroll, with a horizontal bar at the top and two curved corners on the left side.

CHAPITRE II :
Pré-dimensionnement
Des éléments

INTRODUCTION

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II-1) Pré dimensionnement des éléments

II-1-1) Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet, on a des planchers en corps creux :

a) Planchers en corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 91 modifiées 99 Art .B.6.8, 424})$$

$$\text{Tel que : } L_{\max} = L - 30$$

Avec :

L_{\max} : la longueur maximale entre nus des poteaux.

h_t : L'épaisseur des planchers.

L : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre projet la portée libre maximale : $L=550[\text{cm}]$.

$$L=550[\text{cm}].$$

$$L_{\max}=550-30= 520[\text{cm}].$$

$$\text{Ce qui nous donne : } h_t = \frac{520}{22.5} = \mathbf{23,11[\text{cm}]}.$$

On opte pour un plancher de **(20+5)** c'est-à-dire $h_t=25[\text{cm}]$.

D'où l'épaisseur du corps creux est de $20[\text{cm}]$ et l'épaisseur de la dalle de compression est de $5[\text{cm}]$.

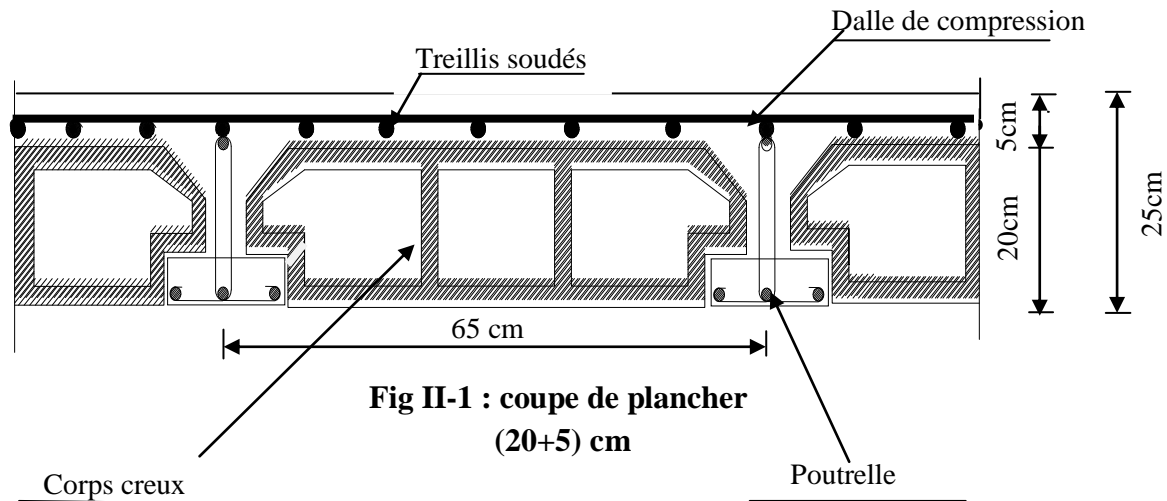


Fig II-1 : coupe de plancher
(20+5) cm

II-1-2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), le pré-dimensionnement des poutres sera effectué en respectant les conditions suivantes :

- Hauteur de la poutre : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur de la poutre : $0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h$

Avec :

L_{\max} : longueur de la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

h_p : hauteur de la poutre.

b_p : largeur de la poutre.

Tout en respectant les conditions du **RPA99 modifié 2003(article 7.5.1)**, relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Et on distingue deux types de poutres :

-Les poutres principales (ou porteuses)

-Les poutres secondaires

I-1-2-1) Les poutres principales (sens longitudinal) :

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

- La hauteur de la poutre h :

On a : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ Avec : $L_{\max} = 545\text{m} - 30 = 515\text{cm}$

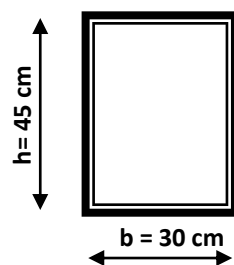


Fig II-2 : schéma de la poutre principale

$$\text{D'où : } \frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} \Rightarrow 34,33 \text{ cm} \leq h \leq 51,5 \text{ cm}$$

Soit : **h = 45cm**

➤ **La largeur de la poutre b :**

$$0,4h_p \leq b \leq 0,7h_p \quad 0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$18 \text{ cm} \leq b_p \leq 31,5 \text{ cm}$$

On opte pour : **=30cm**

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :(zone sismique IIa)

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

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]}$$

$$h/b = 45 / 30 = 1,5 < 4$$

Conditions vérifiées

II-1-2-2) Les poutres secondaires (sens transversal) :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

La hauteur de la poutre h

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 550 - 30 = 520 \text{ [cm]}$$

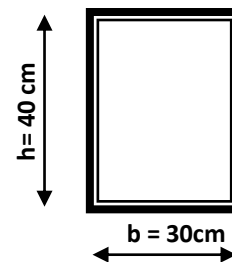


Fig II-3 : schéma de la poutre Secondaire

$$520/15 \leq h \leq 520/10 \Rightarrow 34,66 \leq h \leq 52$$

Soit : **h=40[cm]**

La largeur de la poutre b : est donnée par :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On opte pour : **b=30cm**

➤ **Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :**(zone sismique IIa)

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ [cm]}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]}$$

$$h/b = 30 / 20 = 1,33 < 4$$

Conditions vérifiées

Les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- **Poutres principales (45X30) cm²**
- **Poutres secondaires (40X30) cm²**

II-1-3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales .Leur dimensionnement sera conforme au **R.P.A 99 modifié 2003 (Art 7.7.1)** qui préconise les conditions suivantes :

$$e_{\min} \geq 15\text{cm}$$

$$L_{\min} \geq 4. e$$

L_{\min} : longueur minimal du voile.

e : épaisseur minimal du voile.

h : hauteur d'étage

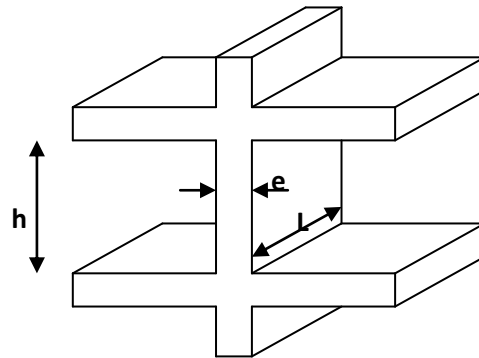


Fig II-4 : coupe des voiles en élévation.

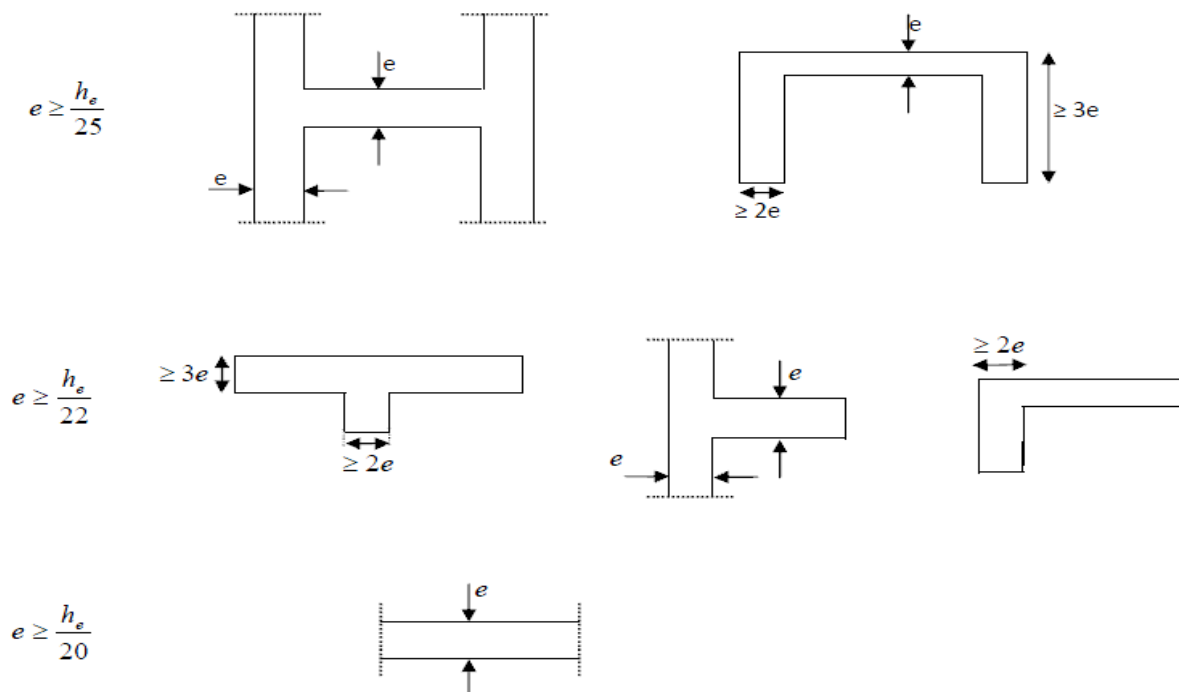


Fig II-5 : coupes des voiles en plan.

Dans notre projet la hauteur la plus importante est celle de RDC (niveau commercial).

➤ **Au niveau du RDC :**

$h_e = (408 - 25) = 383 \text{ cm}$ (25cm épaisseur de la dalle).

- $e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{383}{20} = 19,15 \text{ cm}$.
- $e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{383}{22} = 17,45 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{383}{25} = 15,36 \text{ cm}$

Alors on opte pour : $e = 20 \text{ cm}$

$e_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

$L_{\min} \geq 4.e \Rightarrow L > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.on a : $L_{\min} = 115 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

- **Epaisseur minimal des voiles = 20cm.**
- **La longueur minimal des voiles=115cm.**

II-1-4) Les Poteaux :

les poteaux sont pré dimensionné a l'ELS en compression simple avec effort normal de compression $N_s = G + Q$.

Tel que :

N_s : Effort repris par le poteau

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

En supposant que seulement le béton qui reprend l'effort normal, la section de poteau est

donné par la formule suivante : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$.

N_s effort normal maximal de compression agissant à la base du poteau détermine a partir des descentes des charges

II-1-4-1) Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité (b2)

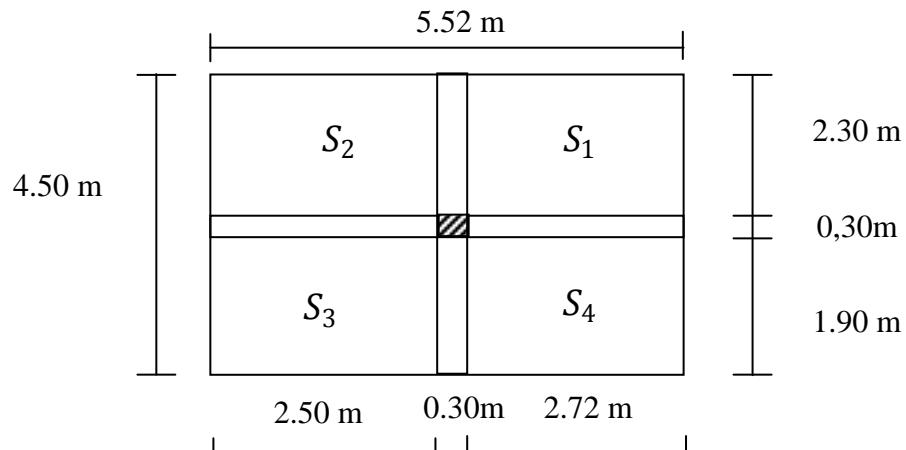


Fig II-6 : surface d'influence du poteau le plus sollicité

Calcul des sections :

- **Section nette**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (2.30 \times 2.72) + (2.30 \times 2.50) + (1.90 \times 2.50) + (1.90 \times 2.72) = 21.87 \text{ m}^2$$

- **Section brute**

$$S = 4.50 \times 5.52 = 24.84 \text{ m}^2$$

II-2) Détermination des charges et des surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitations sont donnés par le **DTR BC 22**.

A. Charge permanente

➤ Plancher terrasse

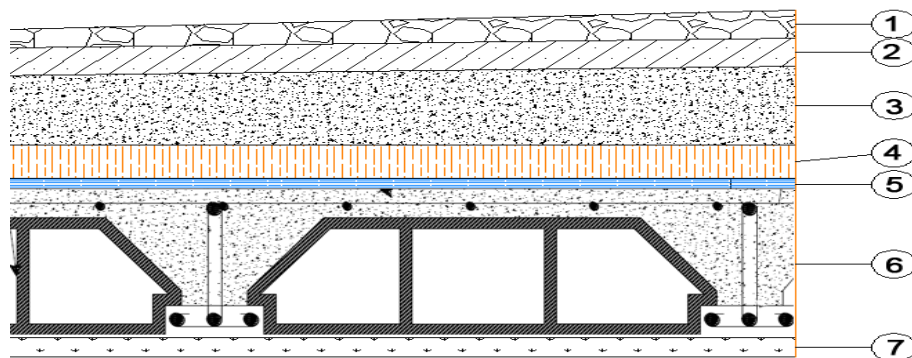


Fig II-7 : coupe vertical d'un plancher terrasse

Éléments	Épaisseur [cm]	Poids volumique [kN/m ³]	Charge G [kN/m ²]
1- Couche de gravillon	5	20	1.00
2- Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3- Béton en forme de pente	8	18	1.44
4- Feuille de Polyane	/	0.01	0.01
5- Isolation thermique en liège	4	4	0.16
6- Plancher à corps creux	(20+5)	13.2	3.30
7- Enduit plâtre	2	10	0.2
total			6.23

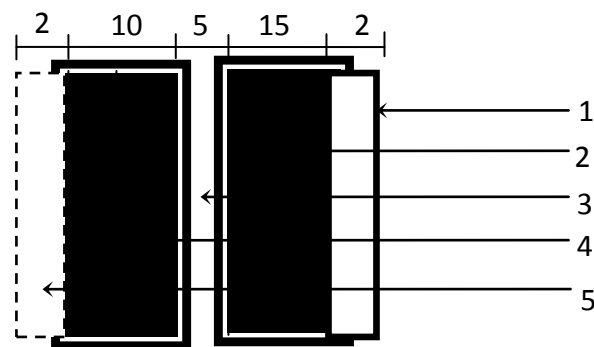
Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse

➤ Plancher d'étage courant

Éléments	Épaisseur [cm]	Poids volumique [kN/m ³]	Charge G [kN/m ²]
1- Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2- Mortier de pose	3	22	0.66
3- Couche de sable	3	20	0.60
4- Plancher en corps creux	20+5	13.2	3.30
5- Enduit en plâtre	2	10	0.20
6- Cloison de séparation	10	10	1.00
total			6.16

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher d'étage courant

➤ Les murs extérieurs



II-8: coupe vertical d'un mur extérieur

Éléments	Épaisseur [m]	Poid volumique [kN/m ³]	Charge G [kN/m ²]
1- Mortier de ciment	0.02	18	0,36
2- Brique creuse intérieur	0.1	09	0.9
3- lame d'air	5	00	/
4- Brique creuse extérieur	0.15	09	1.35
5- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Total			2.81

Tableau II.3 : Charge permanente du mur extérieur

➤ Les murs intérieurs

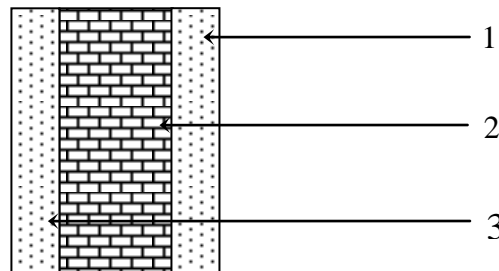


Fig II-9: coupe vertical d'un mur intérieur

Éléments	Epaisseur [cm]	Poids [kN/m ³]	Charge G [kN/m ²]
1- Enduit et plâtre	0.02	10	0.2
2- Brique creuse	0.1	09	0.9
3- Enduit et plâtre	0.02	10	0,2
total			1.3

Tableau II.4 : Charge permanente du mur intérieur

➤ Poids propre des éléments

• Poutres

- ✓ Poutre principale

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.72 + 2.50) = 17.61 \text{ kN}$$

- ✓ Poutre secondaire

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.40 \times 25 \times (1.90 + 2.30) = 12.06 \text{ kN}$$

$$\text{Poids total: } P = P_{pp} + P_{ps} = 17.61 + 12.06 = 29.67 \text{ kN}$$

• Poids des poteaux

Min (b, h) ≥ 25 cm en zone IIa (Art 7.4.1. RPA99/2003). On prend h = 30 cm.

- Le sous-sol et étages courants :

$$P_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.88 \text{ kN}$$

- L'entre sol (usage locaux) :

$$P_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.57 = 8.03 \text{ kN}$$

- Le RDC (étage commercial) :

$$P_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 4.08 = 9.18 \text{ kN}$$

- Le 1
- ^{er}
- étage (étage de service) :

$$P_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.40 = 7.65 \text{ kN}$$

- **Poids des planchers**

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$P_{pt} = G \times S = 6.23 \times 21.87 = 136.25 \text{ kN}$$

- **Plancher d'étage courant**

$$P_{pc} = G \times S = 6.16 \times 21.87 = 134.71 \text{ kN}$$

B. Les surcharges :

Elles sont résumées dans le tableau ci-après :

Élément	Surcharges Q (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher d'étage commercial	2,5
Planchers des locaux(bureaux)	2,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

Tableau II.5 : Charges d'exploitations

II.3.3 Loi de dégression des charges

En raison du nombre d'étages qui composent le bâtiment ($n \geq 5$) on doit tenir compte de la dégression pour les surcharges d'exploitation différentes.

Le coefficient de dégression est donné par : $\frac{3+n}{2n}$ valable pour $n \geq 5$.

Niveau	terrasse	7	6	5	4	3	2	1	RDC	E-sol	s-sol
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65

Tableau II.6 : Coefficients de dégression de surcharges

- **Calcul des surcharges :**

- Plancher terrasse $Q_0 = Q_{PT} = 1 \times 21,87 = 21,87 \text{ KN}$
- Plancher étages courants $Q_1 = Q_2 \dots Q_6 = Q_{PC} = 1,5 \times 21,87 = 32,805 \text{ KN}$.
- Plancher des locaux $Q(\text{RDC}) = Q(\text{Service}) = Q(\text{entre-sol}) Q_7 \dots Q_{10} = 2,5 \times 21,87 = 54,67 \text{ KN}$

Niveaux	Opération	Résultats [kN]
terrasse	Q_0	21.87
7	$Q_0 + Q_1$	54.67
6	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	84.20
5	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	110.44
4	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	133.41
3	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	153.09
2	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	169.49
1	$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	201.44
RCD	$Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	232.20
Entre sol	$Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	260,02
Sous-sol	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	291,95

Tableau II.7 : Vérification des sections des poteaux

Niv	Charges permanentes (kN)					Charge d'exploitation		Effort normal $N_s = G + Q$	Section (cm ²)	
	$G_{planc\ her}$	G_{pout}	G_{pot}	G_{tot}	G_{cum}	$Q_{planc\ h}$	Q_{cum}		$S_{trouv\ é}$	$S_{adopt\ é}$
terrass	136.25	29.67	6.88	168.10	168.10	21.87	21.87	189.97	126.64	35×35
7	134.71	29.67	6.88	171.26	339,36	32,81	54.67	394.03	262.68	40×40
6	134.71	29.67	6.88	171.26	510.62	32,81	84.20	594.82	396.54	40×40
5	134.71	29.67	6.88	171.26	681.88	32,81	110.44	792.32	528.21	45×45
4	134.71	29.67	6.88	171.26	853.14	32,81	133.41	986.55	657.7	45×45
3	134.71	29.67	6.88	171.26	1024.4	32,81	153.09	1177.49	784.99	50×50
2	134.71	29.67	6.88	171.26	1195.66	32,81	169.49	1365.15	910.01	50×50
1	134.71	29.67	7.65	172.03	1367.69	54.67	201.44	1569.13	1046.08	55×55
RCD	134.71	29.67	9.18	173.56	1541.25	54.67	232.20	1773.45	1182.3	55×55
E-sol	134.71	29.67	8.03	172,41	1713.66	54.67	260,02	1973.68	1315.78	60×60
S-sol	134.71	29.67	6.88	171,26	1884.92	54.67	291,95	2176.88	1451.53	60×60

Tableau II.8 : Dimensions des poteaux

Remarque : On a adopté ces sections afin de vérifier les efforts normaux réduits

II.3.4 Vérifications relatives aux exigences du RPA

A. Vérification des sections des poteaux selon (Art 7.4.1)

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

- $Min(b, h) \geq 30cm$
- $Min(b, h) > \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par(RPA)	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\min (b_1, h_1) \geq 25$	Min (b, h) = 35cm > 25cm.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 35\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	Min (b, h) = 45cm > 25cm.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 40\text{cm}.$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	Min (b, h) = 45cm > 25cm.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 45\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	
50x50	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	Min (b, h) = 50cm > 25cm.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 45\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{50}{50} = 1 < 4$	
55x55	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	Min (b, h) = 55cm > 25cm	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 55\text{cm}$ $\frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} < 55\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{55}{55} = 1 < 4$	
60x60	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	Min (b, h) = 60cm > 25cm.	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 60\text{cm}$ $\frac{h_e}{20} = \frac{357}{20} = 17.85\text{cm} < 55\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} = \frac{60}{60} = 1 < 4$	

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux

B. Vérification au flambement (BAEL 91 Art 8.4.1) :

- Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

- Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$.

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

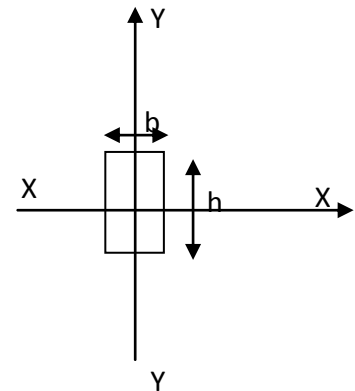
L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{xx}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{h} .$$

**Vérification des conditions**

- Pour le sous-sol, (poteau 60x60) ; $l=3.06\text{m}$; $\lambda = 12.37 < 50$
- Pour l'entre-sol, (poteau 60x60) ; $l=3.57\text{m}$; $\lambda = 14.34 < 50$
- Pour le RDC, (poteau 55x55) ; $l=4.08\text{m}$; $\lambda = 17.99 < 50$
- Pour le 1er étage (poteau 55x55) ; $l=3.40\text{m}$; $\lambda = 14.99 < 50$
- Pour le 2eme, 3eme étage (poteaux 50x50) ; $l=3.06\text{ m}$; $\lambda = 14.84 < 50$
- Pour le ,4eme, 5eme étage (poteaux 45x45) ; $l=3.06\text{ m}$; $\lambda = 16.49 < 50$
- Pour le 6eme, 7eme étages (poteaux 40x40) ; $l=3.06\text{ m}$; $\lambda = 18.55 < 50$
- Pour la terrasse poteaux (35x35) ; $l=3.06\text{ m}$; $\lambda = 18.55 < 50$

Toutes les valeurs de λ étant inférieurs à 50, il n'y a aucun risque de flambement.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a :

Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les Pré-dimensionnements suivants :

- **Les planches:** $ht=23.11 \text{ cm}(20+5)\text{cm}$
- **Les poutres :**
 - **Poutres principales (30×45) cm²**
 - **Poutres secondaires (30×40) cm²**
- **Les poteaux:**
 - **Le sous-sol : (60x60) cm²**
 - **L'entre-sol : (60x60) cm²**
 - **Le RDC et Le 1^{er} étage : (55×55) cm²**
 - **Le 2eme, 3eme étages : (50×50) cm²**
 - **Le 4eme, 5eme étages : (45×45) cm²**
 - **Le 6eme, le 7eme et la terrasse : (40×40) cm²**
 - **La terrasse :(35x35) cm²**
- **Les voiles : e =20 cm**

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

A decorative border resembling a scroll, with a horizontal bar at the top and two curved corners on the left side.

CHAPITRE III :
Calcul des éléments.

III-1) L'acrotère

INTRODUCTION

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau des poutres périphériques.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

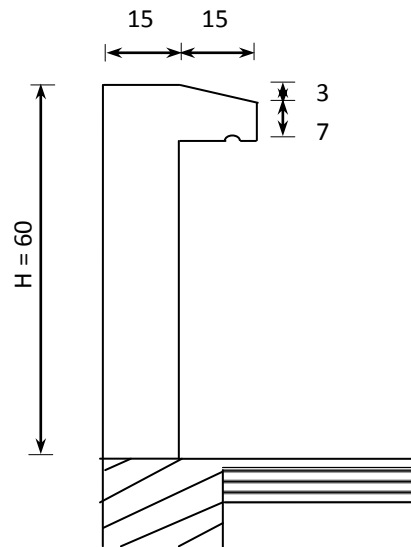


Fig -III-1-1: Coupe verticale de l'acrotère

III-1-2) Caractéristiques géométriques :

- ❖ La hauteur : $h = 60\text{cm}$;
- ❖ L'épaisseur : $h_0 = 15\text{ cm}$
- ❖ L'enrobage : $c = c' = 2\text{cm}$;

$$S = \left[(0,6 \times 0,15) + (0,15 \times 0,07) + \left(\frac{0,03 \times 0,15}{2} \right) \right] = 0,10275\text{m}^2$$

- ❖ La surface $S = 0,10275\text{m}^2$

III-1-3) Calculs des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre:

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = \left[(0,6 \times 0,15) + (0,15 \times 0,07) + \left(\frac{0,03 \times 0,15}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 2,568 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton armé

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- **Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$**

Effort normal : $N = G = 2,568 \text{ KN/ml}$

- **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H$**

$$1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

III-1-5) Combinaisons de charges :

- **E L U** : La combinaison est : $1,35 G + 1,50 Q$
La surcharge est négligée

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,568 = 3,466 \text{ KN/ml}$

Effort horizontal dû la main courante T : $T = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times M = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

- **E L S** : La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 2,568 \text{ KN/ml}$

Effort horizontal : $T = 1 \text{ KN/ml}$

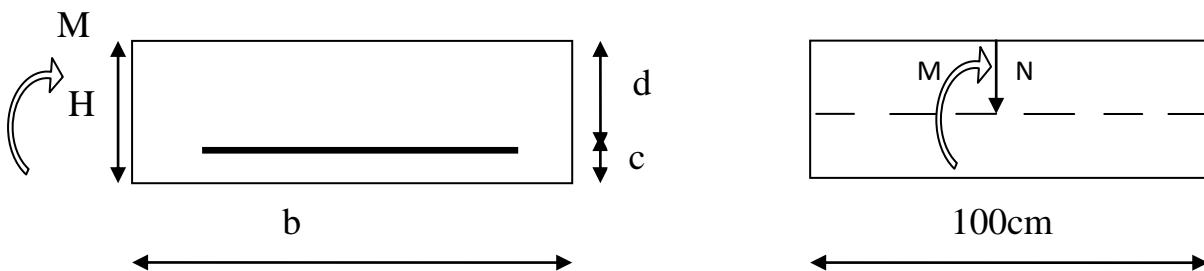
Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

III-1-4) Ferrailage :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

e : Excentricité.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.



$h = 15 \text{ cm}$ (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100 \text{ cm}$ (longueur de la section)

$d = 13 \text{ cm}$

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

III-1-4-1) Calcul de l'excentricité :

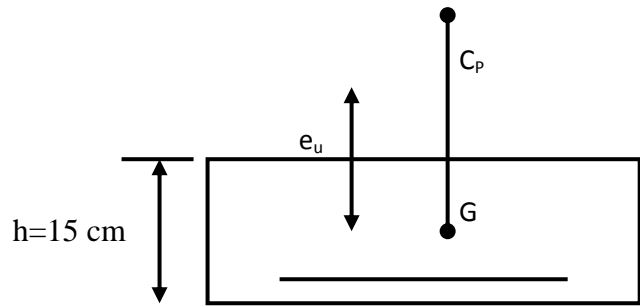
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{3,466} = 0,259m$$

$$e_u = 25,90 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = 15/2 - 2 = 5,5 \text{ cm}$$

$$e_u = 25,90 \text{ cm} > h/2 - c = 5,5 \text{ cm}$$

**➤ Remarque**

Puisque le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

III-1-4-2) Calcul en flexion simple :

$$g = e_u + (h/2 - c) = 0,259 + (0,15/2 - 0,02) = \mathbf{0,314 \text{ m}}$$

$$\text{-Moment fictif : } M_f = N_u \times g = 3,466 \times 0,314 = \mathbf{1,088 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,088 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,004$$

$$\mu_b = 0,004 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,998$$

➤ Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,088 \times 10^6}{0,998 \times 130 \times 348}$$

$$A_f = 24,09 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = \mathbf{0,240 \text{ cm}^2}$$

III-1-4-3) Calcul en flexion composée :**➤ La section réelle des armatures :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = (0,240 \times 100) - \frac{3,466 \times 10^3}{348}$$

$$A = 14,04 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = \mathbf{0,140 \text{ cm}^2}$$

III-1-5) Vérification A L'ELU :**III-1-5-1) Condition de non fragilité (la section minimale, BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1, CBA93) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{2,568} = 23,36 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 130 \times 2,1}{400} \times \frac{233,6 - 0,455 \times 130}{233,6 - 0,185 \times 130}$$

$$A_{\min} = 130,485 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,140 \text{ cm}^2$$

➤ Remarque :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 1,304 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8** $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \text{avec : } S_t = 25\text{cm}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$\mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 25\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{soit : } S_t = 25\text{cm}$$

III-1-5-2) Vérification au cisaillement (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,0115\text{MPa}$$

➤ Remarque :

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-5-3) Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6, 1.3 /BAEL91modifiées 99, CBA93) :

$$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum U_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures :

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm} \Rightarrow \sum u_i = 100,50 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 130 \times 100,5}$$

$$\tau_{se} = 0,127 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-6) Vérification à L'E L S :**III-1-6-1) Vérification des contraintes**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 2,568 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{2,568} = 23,36 \text{ cm}$$

$$e_s = 23 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm} \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} \sigma_{st} : \text{Contrainte dans les aciers tendus.}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \sigma_{sc} : \text{Contrainte dans les aciers comprimés.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \sigma_{bc} : \text{Contrainte dans le béton comprimé.}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus

$\bar{\sigma}_{sc}$: Contrainte limite dans les aciers comprimés.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

➤ Remarque :

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas acier comprimé. (SSA).

➤ **contrainte limite dans les aciers tendus :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$\eta = 1,6$; Barre H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266,67; 201,63 \Rightarrow \right\} \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154$$

$$\rho_1 = 0,154 \Rightarrow \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 201} = 24,558 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

➤ **contrainte limite dans le béton comprimé :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

On a : $\rho_1 = 0,154$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0,935$ et $\alpha = 3(1-\beta_1) = 0,195$

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0,016$$

$$\sigma_{bc} = 0,016 \times 24,558 = 0,392 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

III-1-6-2) Vérification de l'acrotère au séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés (zone IIa et groupe d'usage 2)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,6$$

$$W_p = 2,568 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,6 \times 2,568$$

$F_p = 0,924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$. **La condition est vérifiée**

➤ **Remarque ;**

la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

III-1-6-2) Longueur de scellement droit:(Art A.6.2.21/BAEL91) :

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \cdot 0.8 = 32 \text{ cm}$

Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \text{ Min } (2h; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$.

III-1-7) ferrailage adopté :

- Armatures principales : $4HA8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$
- Armatures secondaires : $4HA8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$

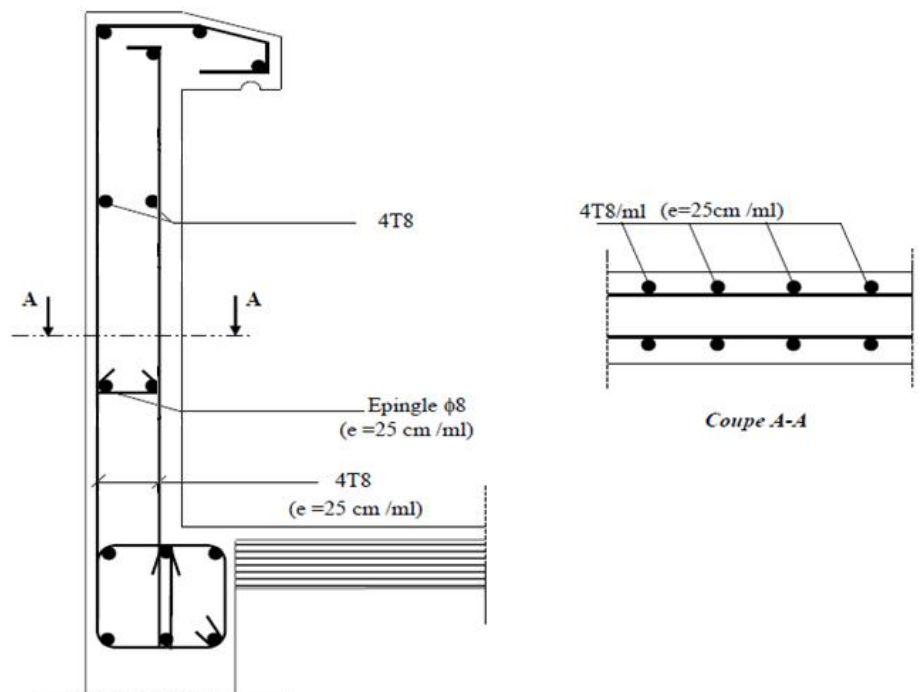


Fig -III-1-1:Coffrage et ferrailage de l'acrotère

III-2) Les planchers

INTRODUCTION :

Les planchers sont constitués de corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu de 65cm de longueur qui servent aussi à l'isolation thermique et, d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée et qui possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

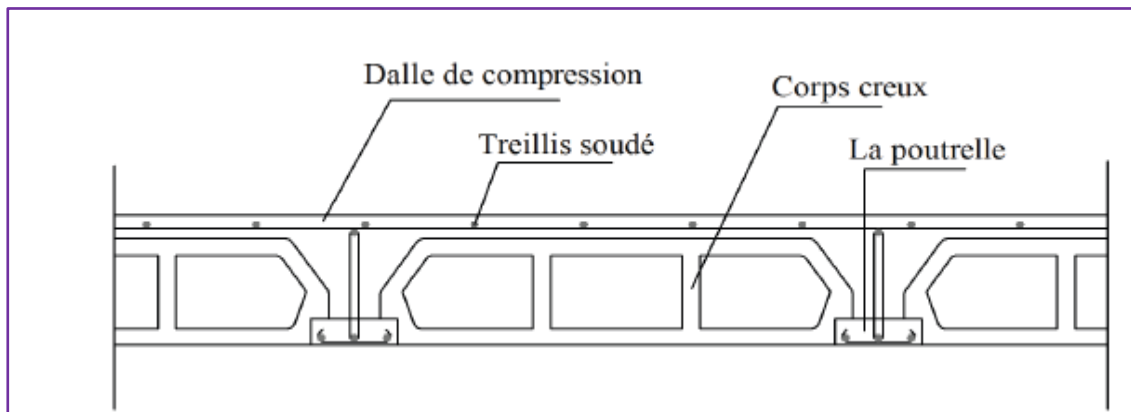


Fig -III-2-1: Coupe verticale de plancher

III-2) Calcul du plancher :

III-2-1) Etude et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520), avec une limite d'élasticité=520Mpa.

Le treillis soudé doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs données par l'article (B.6.8, 423) du BAEL 91 :

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent normalement satisfaire les conditions définies ci-après, et cela pour une longueur $50 \leq l_x \leq 80 \text{ cm}$

Où: l_x est l'entre axes des poutrelles.

On adopte $l_x = 65 \text{ cm}$

- Armatures \perp aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 l_x}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Nous adoptons : $A = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ 5HA}\Phi 5 / \text{ml}$ $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

-Nous adoptons : $A = 0,98 \text{ cm}^2$ 5HA Φ 5 /ml $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Conclusion :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre Φ 5 et de mailles (200x200) mm².

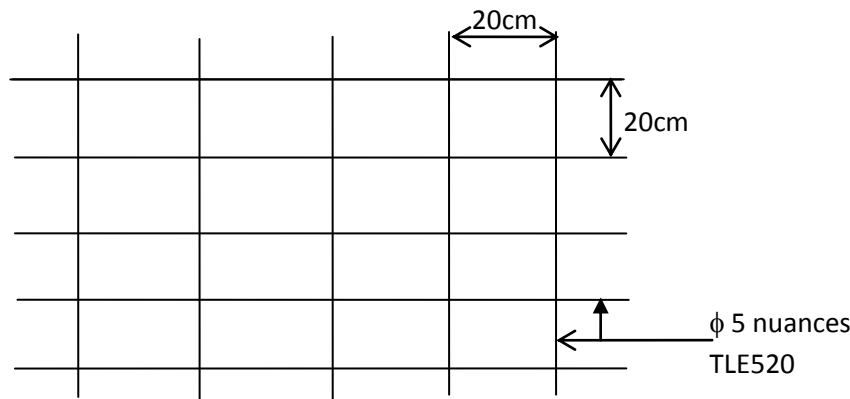


Fig-III-2-2 : Treillis soudé de 200x200

III-2-1) Etude de la poutrelle :

III-2-1-1) Dimensionnement de la poutrelle : $h_t = 20+5 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$: l'entre axes de deux poutrelle

$h = (20+5)$: hauteur du plancher

$b_0 = 12 \text{ cm}$: largeur de la poutrelle

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

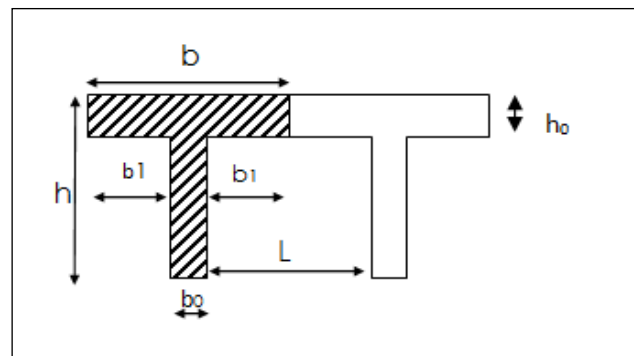


Fig-III-2-3 : surfaces revenant aux poutrelles.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression. Le calcul de la poutrelle se fait par deux étapes :

➤ **1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux et celui de la main d'œuvre.

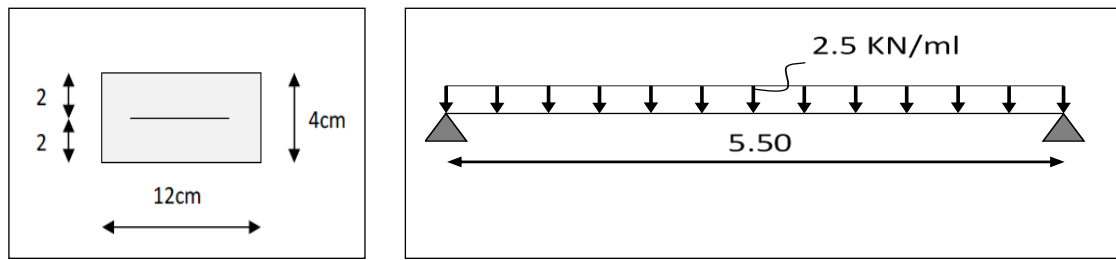


Fig-III-2-4 : Schéma statique de la poutrelle

➤ **Chargement :**

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$;

Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$;

Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml .

Charge permanente : $0.12 + 0.62 = G = 0.74 \text{ kN/ml}$.

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

➤ **Calcul à l'état limite ultime :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée). Dans notre cas $l = 5.50$

Combinaisons de charges : $1.35 G + 1.5 Q$
 $1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$

Calcul du moment en travée : $M_t = \frac{quL^2}{8}$

$$M_t = \frac{2.5 (5.50)^2}{8} = 9.45 \text{ kN.m}$$

Calcul l'effort tranchant : $T = \frac{quL}{2}$

$$T = \frac{2.5 \times 5.50}{2} = 6.87 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des armateurs :**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.45 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 13.86$$

$$\mu_b = 13.86 > \mu_R = 0.392 \quad (\text{SDA})$$

➤ **Conclusion :**

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage.

➤ **2^{em} étape : Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis

➤ **Poids du plancher :**

❖ **Plancher étage courant :**

- Charges permanentes : $G = 6,16 \times 0,65 = 4,004 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

❖ **Planchers de service :**

- Charges permanentes : $G = 6,16 \times 0,65 = 4,004 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

- Charges permanentes : $G = 6,23 \times 0,65 = 4,11 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison de charges :**

❖ **Plancher étage courant :**

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,004 + 1,5 \times 0,975 = 6,867 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 4,004 + 0,975 = 4,979 \text{ KN/ml}$

❖ **Planchers de service :**

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,004 + 1,5 \times 1,625 = 7,842 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 4,004 + 1,625 = 5,629 \text{ KN/ml}$

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,11 + 1,5 \times 0,65 = 6,523 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 4,11 + 0,65 = 4,76 \text{ KN/ml}$

➤ **Remarque :**

On constate que le chargement pour le plancher RDC (service) est le plus défavorable. Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher de service pour le calcul du ferrailage.

➤ **Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

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

1- Méthode forfaitaire :

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

A. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge D'exploitation au plus égale a 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m².

$$Q \leq (2G , 5 \text{ KN})$$

Vérifications :

On a $Q = 1,625 \text{ KN/m}$

$G = 2 \times 3,935 = 8,008 \text{ KN/m}$ **Condition vérifiée**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. **Condition vérifiée**

La fissuration est non préjudiciable. **Condition vérifiée**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

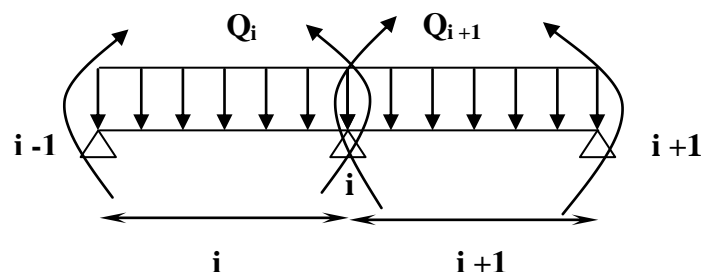
$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,91}{4,10} = 1,19 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,10}{3,50} = 1,17 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,50}{5,50} = 0,63 \leq 0,80 \end{array} \right\} \text{Conditions non vérifiées}$$

➤ **Conclusion:**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

➤ **Exposition de la méthode des trois moments :**

M_{i-1}, M_i, M_{i+1}



L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ **.Aux appuis :**

$$M_{i-1}.L_i + 2.M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = - \left(\frac{q_i.L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}.L_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ **.Aux travées :**

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

Avec :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.L_i}$$

- M_{i-1}, M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».
- L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.
- L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.
- Q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.
- Q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.
- X : La position du point dont le moment en travée est maximale

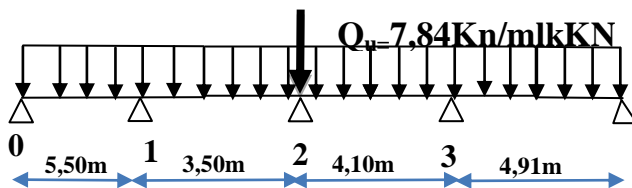


Fig-III-2-4 : Coupe transversale des poutrelles

➤ **Calcul à l'E.L.U. :**

❖ **Calcul des moments aux appuis :**

L'appui 0 : $11M_0 + 5,5M_1 = -326,09$ ----- (1)

L'appui 1 : $5,5M_0 + 18M_1 + 3,5M_2 = -410,12$ ----- (2)

L'appui 2 : $3,5M_1 + 15,2 M_2 + 4,1M_3 = -219,11$ ----- (3)

L'appui 3 : $4,1M_2 + 18M_3 + 4,9M_4 = -365,66$ ----- (4)

L'appui 4 : $4,9M_3 + 9,8 M_4 = -230,85$ ----- (5)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivant :

$$M_0 = -22,374 \text{KN.m} \quad M_1 = -14,539 \text{KN.m} \quad M_2 = -7,241 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -14,182 \text{KN.m} \quad M_4 = -16,464 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul des moments aux travées :**

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (0-1)} \rightarrow x = 2,93 \text{m} \rightarrow M_{1 \max} (2,93) = 11,31 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2,01 \text{m} \rightarrow M_{2 \max} (2,01) = 1,47 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,84 \text{m} \rightarrow M_{3 \max} (1,83) = 5,94 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 2,39 \text{m} \rightarrow M_{4 \max} (2,39) = 8,31 \text{KN.m}$$

➤ **Remarque :**

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- ❖ **Augmentation de 1/3 pour les moments en travée**
- ❖ **Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

Alors on obtient les valeurs suivantes :

Travées	M_i [KN.m]	M_{i+1} [KN.m]	$M_{t \max}$ [KN.m]
0 – 1 (L=5,50m)	-14,916	-9,690	15,08
1-2(L=3,50m)	-9,690	-4,820	1,960
2 – 3(L=4,10m)	-4,820	-9,852	7,92
3 – 4(L=4,91m)	-9,852	-10,970	11,08

Tableau III.2.1 : Récapitulatif des moments obtenus à L'ELU

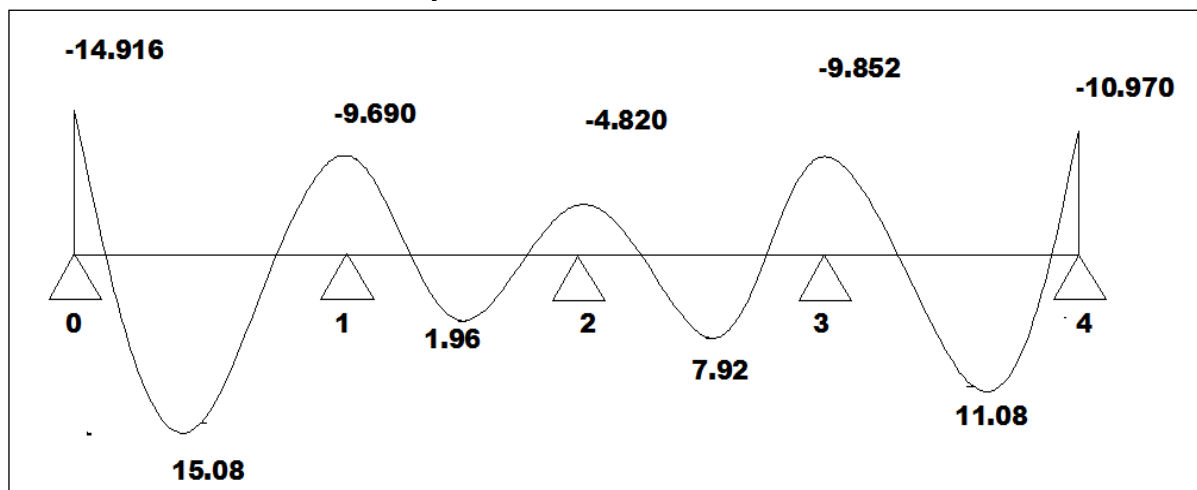


Fig-III-2-5 : Diagramme des moments fléchissants obtenus à l'ELU

❖ Calcul des efforts tranchants:

L'effort tranchant est donné par la relation suivante :

$$\text{Pour « i » } T_i(x) = \frac{qL}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Travées	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
0-1 (L=5,50m)	22,510	-20,609
1-2(L=3,50m)	14,605	-12,834
2-3(L=4,10m)	14,953	-17,194
3-4(L=4,91m)	18,938	-19,556

Tableau III.2.2 : Récapitulatif des efforts tranchants obtenus à L'ELU

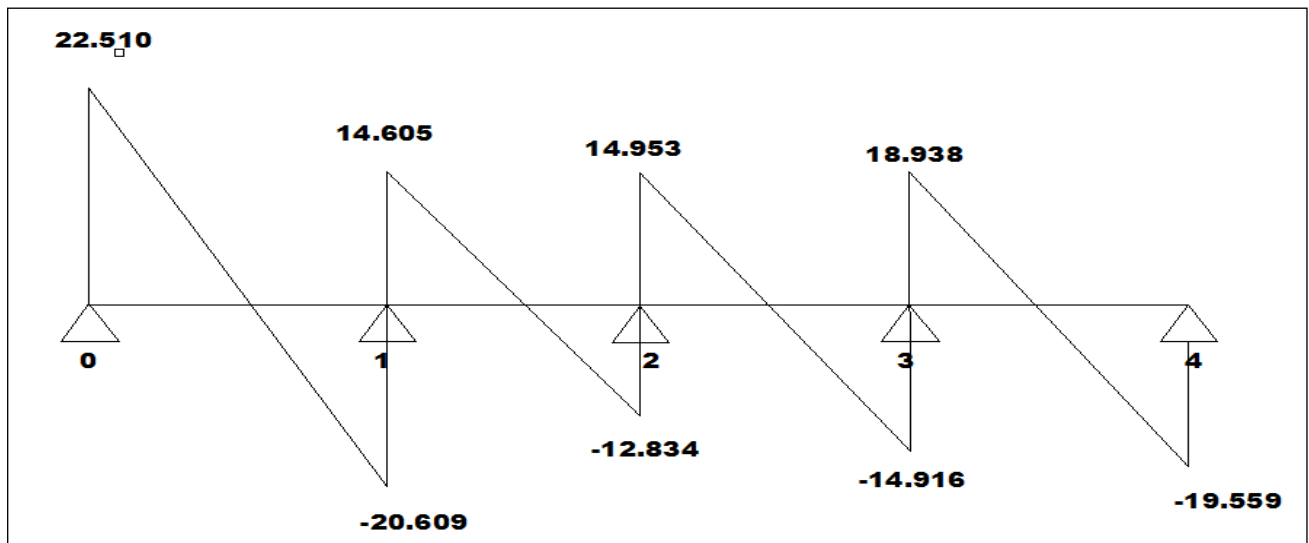


Fig-III-2-6 : Diagramme des efforts tranchants obtenus à l'ELU

❖ Calcul des armatures :

➤ Remarque :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 14,916 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = -15,08 \text{ N.m}$$

➤ Armature longitudinales :

a) Aux travées :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,22 - \frac{0,05}{2} \right) = 94,60 \text{ KN.}$$

$$M_{tmax} = 14,916 < M_0 = 94,60$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, le calcul se fera comme pour une section rectangulaire **b x h**, (25x65) cm²

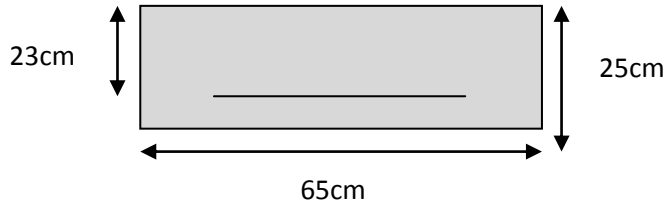


Fig-III-2-7 : la section rectangulaire calculer aux travées (25 x 65)

$$\mu_u = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,916}{0,65 \times 0,23^2 \times 14,20 \times 10^3} = 0,030$$

$$\mu_u = 0,030 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (Section Simplement Armée)}$$

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985 \text{ (donnée des valeur de tableau).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{14,916 \times 1000}{0,985 \times 23 \times 348} = 1,891 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1,891 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } A_{st} = 3 \text{ HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On a augmenté la section d'armature pour aux travées de vérifier la flèche de la poutrelle

b) Aux appuis :

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section

Rectangulaire de hauteur utile $d=18$ cm, et de largeur $b_0=12$ cm.

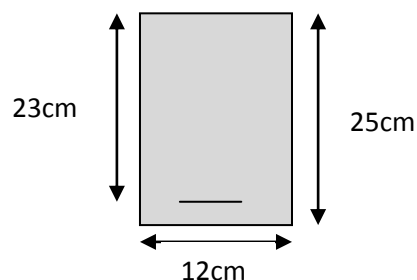


Fig-III-2-8 : la section rectangulaire calculer aux appuis (25 x 12)

$$\mu_u = \frac{M_{max}^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15,080}{0,12 \times 0,23^2 \times 14,20 \times 10^3} = 0,167$$

$$\mu_u = 0,167 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (Section Simplement Armée)}$$

$$\mu_u = 0,167 \rightarrow \beta = 0,908 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{15,080 \times 10^3}{0,908 \times 23 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,07 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_{st} = 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversales :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_l \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35} ; \frac{12}{10} ; 12 \right) = 0,714 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réaliser par un trier de $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$1,00 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2 \Phi 8$$

Avec un espacement $S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(20,7; 40) = 20,7 \text{ cm}$

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

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2) :**

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 23 \times 2,1 / 400 = 0,333 \text{ cm}^2$$

Aux Travées : $A = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,333 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

Aux appuis : $A = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,333 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant (Art 51.211/BAEL91 modifié 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$ —

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Pour les fissurations non préjudiciables.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d}$$

$$T_{max} = 22,510 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \min(3,33, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{22,510 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,23} = 0,815 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton (Art.5.3.313/BAEL91modifié99) :**

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq T_{\max} = \frac{0,4ab_0f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $a=0,9d=0,9 \times 22=0,198\text{m}$.

$$T_{\max} = \frac{0,4 \times 0,198 \times 0,12 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 158,4 \text{KN}$$

a) Aux appuis de rive :

$T_{\max}=22,510 \text{ KN} < 158,4 \text{ KN}$ condition vérifiée.

b) Aux appuis intermédiaires :

$T_{\max}=20,609 \text{ KN} < 158,4 \text{ KN}$ condition vérifiée.

➤ **Influence sur les armatures inférieures (Art5.4.321/BAEL91) :**

$$T_{\text{umax}} < \frac{M_{\text{umax}}}{b_0 \cdot d}$$

$$22,510 \text{ KN} < \frac{14,916}{0,9 \times 0,23} = 72,05 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc, il n'y a pas lieu de prévoir une section d'armatures supplémentaire.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{22,510 \times 10^{-3} (0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,23 \times 0,05} = 0,88 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,88 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Au niveau des appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 22,510 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,9 \times 0,23} = 1,81 \text{MPa} < 13,33 \text{MPa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres au niveau des appuis**

(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{22,510 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 3,14 \times 2 \times 0,012} = 1,44 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,44 \text{MPa} < 3,15 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres (B.A.E.L 91..Art. A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm}$ on prend **50cm**

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{cm} \quad \text{on prend } L_a = \mathbf{20 \text{cm}}.$$

➤ **Calcul à l'E.L.S. :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

On a $q_s = 5,6 \text{KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,62}{7,84} = 0,71 \text{a; } q_u = 7,84 \text{ KN/ml, } q_s = 5,62 \text{KN/ml}$$

➤ **Les moments:**

Alors on obtient les valeurs suivantes :

Travées	M_i [KN.m]	M_{i+1} [KN.m]	M_{tmax} [KN.m]
0 – 1 (L=5,50m)	-10,590	-6,879	10,70
1-2(L=3,50m)	-6,879	3,422	1,391
2 – 3(L=4,10m)	-3,422	-6,994	5,623
3 – 4(L=4,91m)	-6,994	-7,788	7,866

Tableau III.2.2 : Récapitulatif des moments obtenus à l'ELS

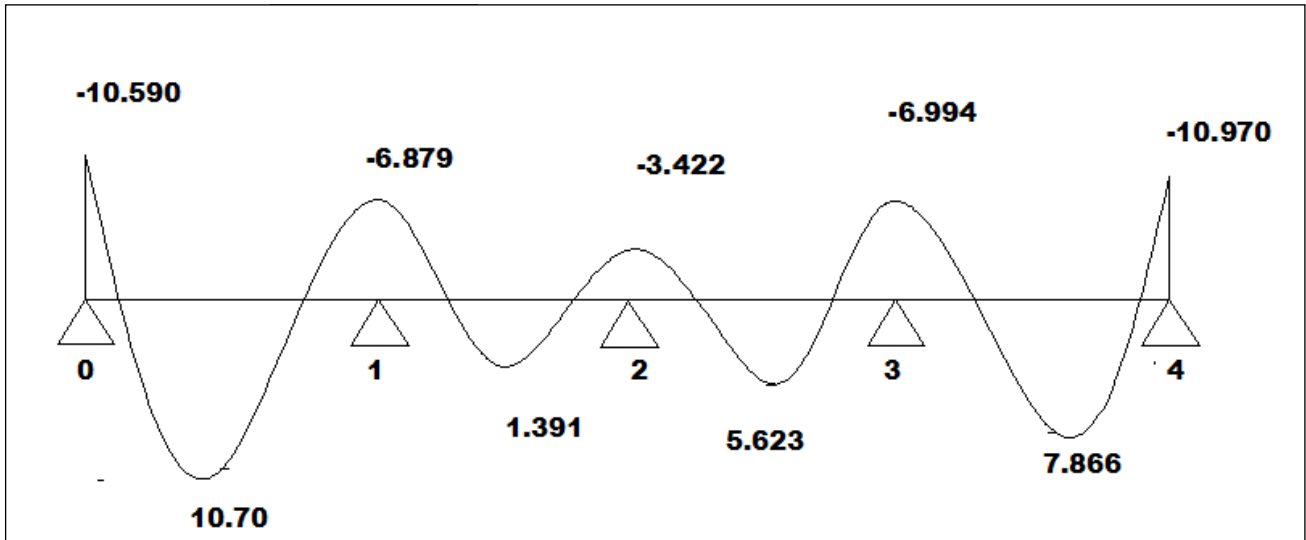


Fig-III-2-9 : Diagramme des efforts tranchants obtenus à l'ELS

➤ Les efforts tranchants :

Travées	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
0 - 1 (L=5,50m)	15,982	-14,632
1-2(L=3,50m)	10,369	-08,615
2 - 3(L=4,10m)	10,616	-12,207
3 - 4(L=4,91m)	12,948	-13,884

Tableau III.2.4 : Récapitulatif des efforts tranchants obtenus à L'ELS

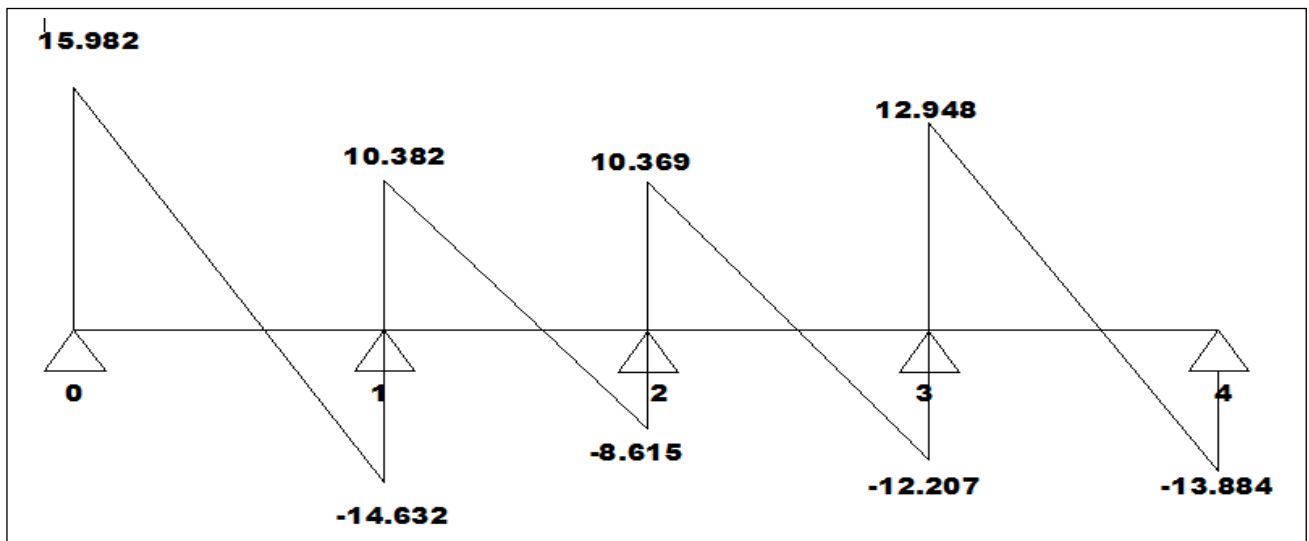


Fig-III-2-10 : Diagramme des efforts tranchants obtenus à l'ELS

➤ **Etat limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

a) En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi_{12} = 3,39 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 23} = 1,22 \rightarrow \beta_1 = 0,850 \rightarrow \alpha_1 = 0,450$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,450}{15(1 - 0,450)} = 0,054$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_i^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,70 \times 10^4}{0,850 \times 230 \times 3,39} = 161,44 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 0,054 \times 161,44 = 8,71 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

b) Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi_{12} = 2,26 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 23} = 0,818 \rightarrow \beta_1 = 0,871 \rightarrow \alpha_1 = 0,395$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,387}{15(1 - 0,387)} = 0,043$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,59 \times 10^4}{0,871 \times 230 \times 2,26} = 233,9 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 0,043 \times 233,9 = 10,05 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

- **Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

La fissuration est considérée peu nuisible, de ce fait aucune vérification n'est

Nécessaire

➤ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si la condition suivante sera vérifiée.

$$L = 550 \text{cm} \text{ (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 25 \text{cm} \text{ (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{5.50} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition non vérifiée}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t \cdot J^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{5500}{500} = 11 \text{ mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,866 \text{ MPa}$$

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$y_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$B_0 = b_0(h-h_0) + b h_0 + n A_t = 12(25-5) + 65 \times 5 + 15 \times 4,62 = 634,3 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0 h \cdot \frac{h}{2} + (b-b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + 15 A_t d$$

$$= 12 \times 25 \times 25/2 + (65-12)5 \times 5/2 + 15 \times 4,62 \times 23 = 6006,4 \text{ cm}^3.$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{6006,4}{634,3} = 9,46 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 25 - 9,06 = 15,54 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (Y_1^3 + Y_2^3) + h_0 \cdot (b - b_0) \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot (Y_2 - C)^2 \cdot A_t$$

Dans notre cas $A_s' = 0$

$$I_0 = \frac{12}{3} \cdot (9,46^3 + 15,54^3) + 5 \cdot (65 - 12) \cdot \left[\frac{5^2}{12} + \left(9,46 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot (15,54 - 2)^2 \cdot 4,62 = 33440,840 \text{ cm}^4$$

Avec : A_s : section d'armatures tendues ;

B_0 : section du béton ;

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section ;

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,39}{12 \times 23} = 0,0167 \quad \beta_1 = 0,978$$

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_i^s}{\beta_1 d A_t} = \frac{10,70 \times 10^3}{0,978 \times 23 \times 4,62} = 101,96 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,012} = 1,02$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = 0,57$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot 0,4 \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 33440,840}{1 + 1,33 \times 0,4 \times 0,57} = 29844,32 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_i^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{10,70 \times 10^6 (5500)^2}{10 \times 10818886 \times 29844,32 \times 10^4} = 10,02 \text{ mm}$$

$$f = 10,02 \text{ mm} \leq \bar{f} = 11 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

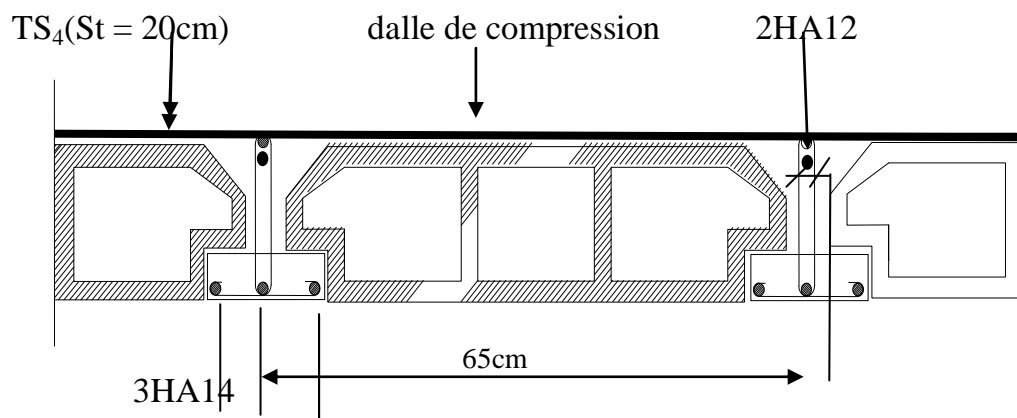


Fig-III-2-11 : ferrailage de plancher

III-3) Les escalier

INTRODUCTION

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

III-3) Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

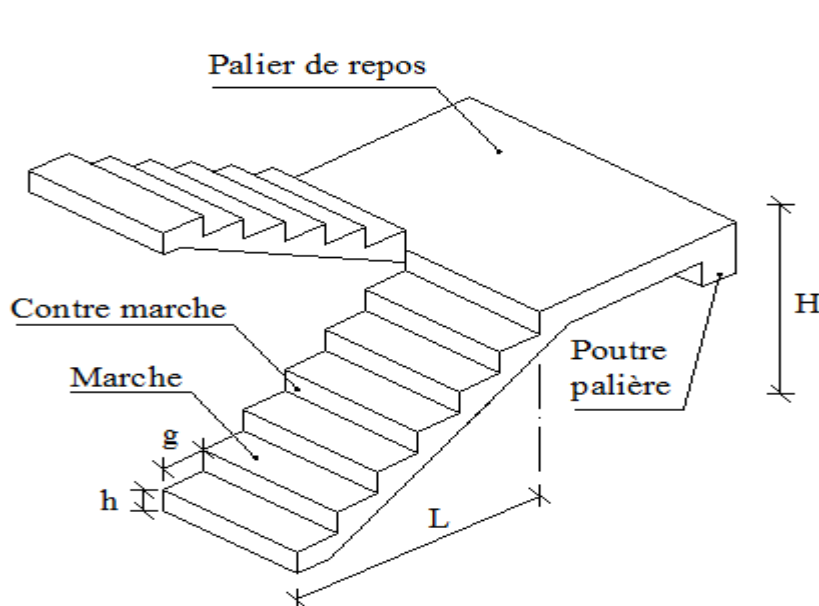


Fig-III-3-1 : schéma présentatif d'escalier

III-3-2)Pré dimensionnement :

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place,
L'escalier du l'entre-sol est le plus défavorable avec la hauteur de 3.57m à deux volées et un palier intermédiaire.

Nous calculerons l'escalier de la volée et nous adopterons le même ferrailage pour les autres volées

$$13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm.}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17 \text{ cm.}$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{357}{17} = 21 \Rightarrow n = 21 \text{ contre marches.}$$

➤ Remarque :

L'étage comporte deux volées de différentes l'une comporte 11 contre marches.et l'autre 10. donc nous calculerons la volée la plus défavorable qui contient de 11 contre marches,adopterons le même ferrailage pour les autres volées.

Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 11 - 1 = 10$ marches.

➤ Loi de BLONDEL :

Est une relation empirique qui lié h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm.}$$

Pour $h = 17 \text{ cm,}$ on aura : $26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$ donc on prend $g = 30 \text{ cm.}$

➤ Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm.}$$

$$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

III-3-3) Dimensionnement de la paillasse et du palier :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{1.87}{2.80} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33,73^\circ$$

$$\text{Cos} \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{280}{\cos 33,73^\circ} = 336,66 \text{ cm.}$$

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 122 + 336 + 128 = 586,66 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{586,66}{30} \leq e_p \leq \frac{586,66}{20} \Rightarrow 19,55\text{cm} \leq e_p \leq 29,33\text{cm}$$

On prend $e_p = 25$ cm.

III-3-4) Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

1. Paillasse : Tableau : charges permanentes de paillasse

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{0,25}{\cos 33,73} = 7,51$
Marches	$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125$
Revêtement : Carrelage [2cm]	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose	$20 \times 0,02 = 0,40$
Lit de sable	$18 \times 0,015 = 0,27$
Enduit de ciment (1.5cm)	
$G_{ps} = 10,74$	

Tableau III.4.1 : Charge permanente du paillasse

2. Palier : Tableau : charges permanentes de Palier

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Palier	$25 \times 0,25 = 6,25$
Revêtement : Carrelage [2cm]	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose	$20 \times 0,02 = 0,40$
Lit de sable	$18 \times 0,02 = 0,36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0,015 = 0,27$
$G_{ps} = 7,72$	

Tableau III.4.2 : Charge permanente du palier

- **Surcharges d'exploitations** : La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III-3-5) Calcul à l'ELU :

Combinaison de charges :

Palier : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 7,72 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,15 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 10,74 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 18,24 \text{ KN/ml}$

Réaction d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.15 \times 1.22 + 18.24 \times 2.80 + 14.15 \times 1.28$$

$$R_A + R_B = 86.44 \text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 5.30 R_B = 14.15 \times 1.22 \times 0.61 + 18.24 \times 2.80 \times 2.62 + 14.15 \times 1.28 \times 4.66$$

$$\Rightarrow R_B = 43.15 \text{KN}$$

Ce qui donne $R_A = 43.28 \text{KN}$

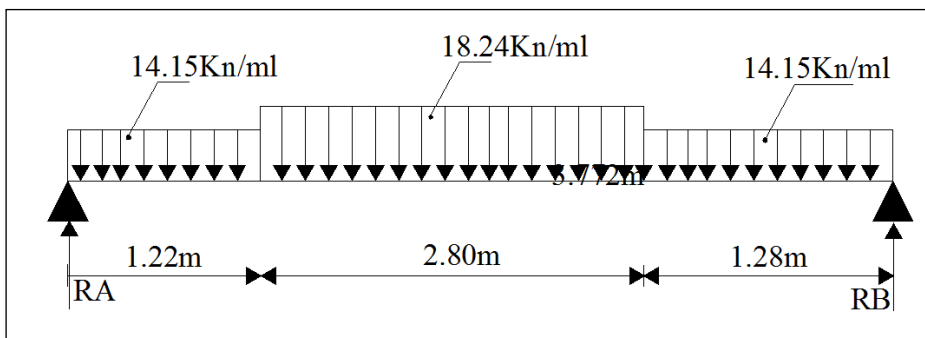


Fig-III-3-2 : schéma statique des charges d'escalier à L'ELU

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0m \leq x \leq 1.22$

$$T_y = R_A - q'_{ps}x \rightarrow T_y = 43.28 - 14.15x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 43.28 \text{ KN}$$

$$X = 1.22m \rightarrow T_y = 43.28 - 14.15 \times 1.22 = 26.01 \text{KN}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{ps}x^2/2 \rightarrow M_Z = 43.28x - 14.15x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 1.22m \rightarrow M_Z = 42.27 \text{KNm}$$

- Pour $1.22 \leq x \leq 4.02m$

$$T_y = R_A - q'_{ps} \times 1.22 - q'_{pl} (x - 1.22)$$

$$\rightarrow T_y = 43.28 - 14.15 \times 1.22 - 18.24 (x - 1.22)$$

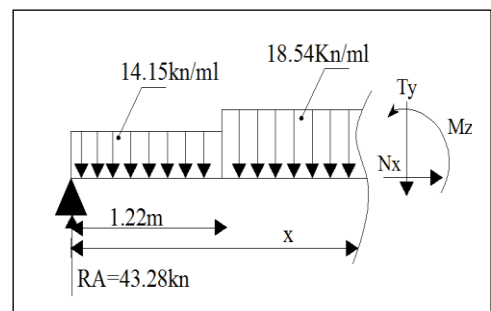
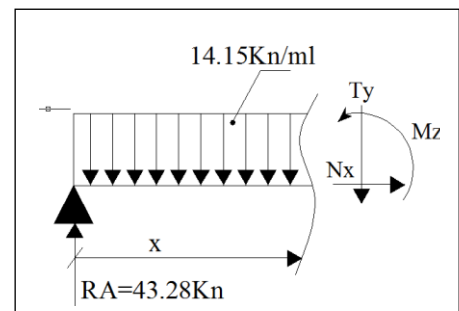
$$X = 1.22 \rightarrow T_y = 26.01 \text{ KN}$$

$$X = 4.02 \rightarrow T_y = -25.05 \text{KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q'_{ps} \times 1.22) (x - 0.61) - q'_{pl} \frac{(x - 1.22)^2}{2} \rightarrow$$

$$M_Z = 43.28x - (14.15 \times 1.22) (x - 0.61) - 18.24 \frac{(x - 1.22)^2}{2}$$

$$X = 1.22 \rightarrow M_Z = 42.27 \text{KNm}$$



$X = 4.02 \rightarrow M_Z = 43.64 \text{KNm}$

- Pour $0m \leq x \leq 1.28$

$Ty = R_A - q'_{ps}x \rightarrow Ty = -38.92 + 12.48x$

$X = 0 \rightarrow Ty = R_A = 43.15 \text{KN}$

$X = 1.28m \rightarrow Ty = -43.15 + 14.15 \times 1.28 = -25.05 \text{KN}$

$M_Z = R_A x - q'_{ps}x^2/2 \rightarrow M_Z = 43.15x - 14.15x^2/2$

$X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \text{KNm}$

$X = 1.28m \rightarrow M_Z = 43.64 \text{KNm}$

Le moment M_Z est maximal pour $Ty = 0$

$Ty = 0 \rightarrow Ty = 43.28 - 14.15x = 0$

$\rightarrow X = 3.05m$

$M_Z(3.05) = 43.28(3.05) - 14.15(3.05)^2/2$

Donc : $M^{\max} = 66.18 = M_0$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{ua} = - M_u^{\max} \times 0,3 = - 66.18 \times 0,3 = - 19.85 \text{KN.M}$
- En travées : $M_{ut} = M_u^{\max} \times 0.85 = 66.18 \times 0,85 = 56.25 \text{KN.}$

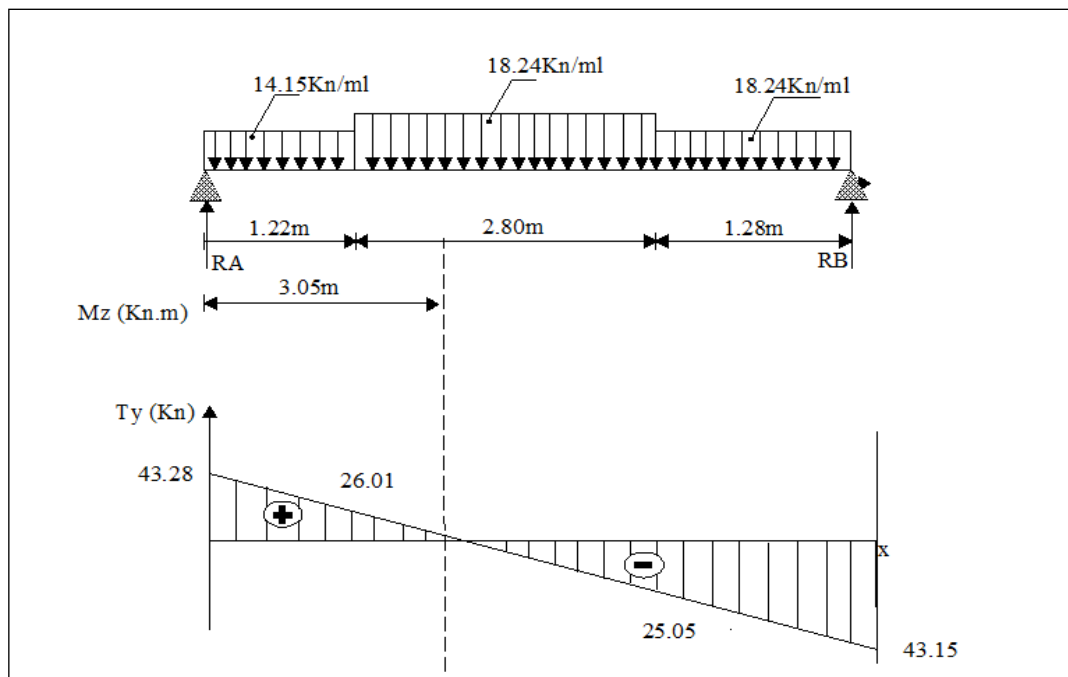
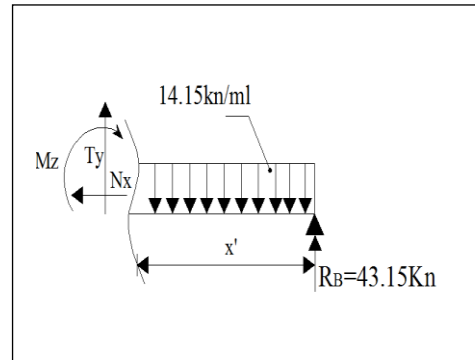


Fig-III-3-3 : diagramme des effort tranchant a L'ELU

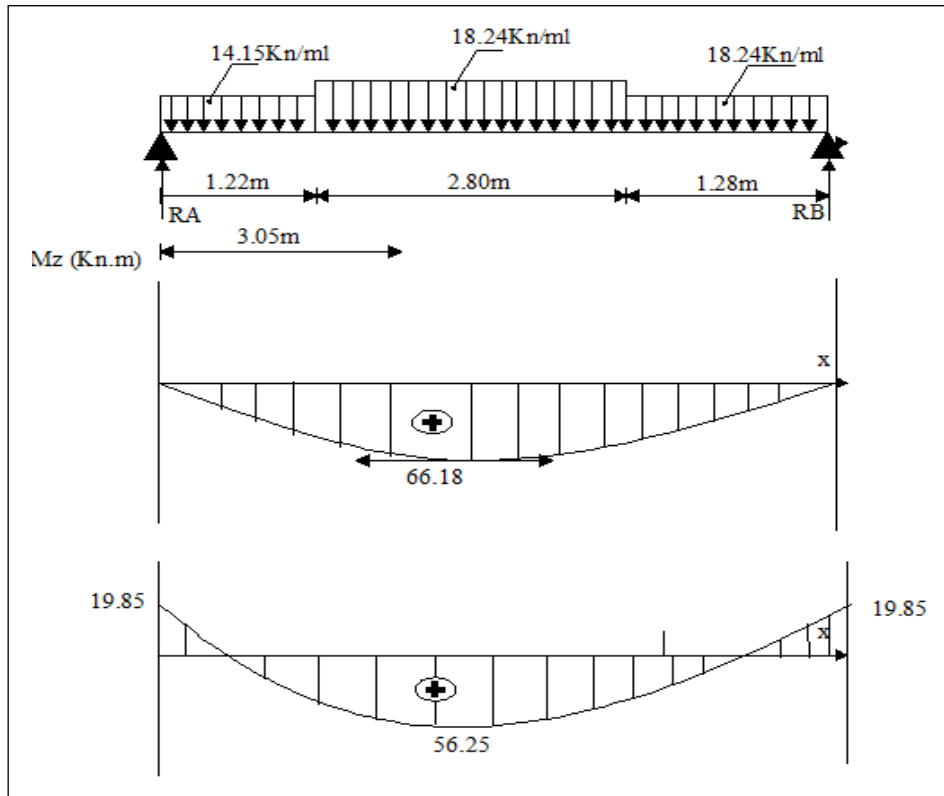


Fig-III-3-4 : diagramme des moment fléchissant a L'ELU

Calcul des armatures :

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :
 $b = 100\text{cm}$; $c = 2\text{ cm}$; $d = 23\text{ cm}$.

- **En travée :**

Mut = 56.25KN.

- 1. Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M^t_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{56.25 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14,2} = 0,074 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,072 \quad \beta = 0,962$$

$$A_t = \frac{M^t_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{56.25 \times 10^6}{0,962 \times 230 \times 348} \times 10^{-2} = 7.30 \text{ cm}^2$$

Soit 6 HA 16 = 12.06 cm² avec un espacement $S_t = 15\text{ cm}$

- 2. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14cm² avec un espacement $S_t = 25\text{ cm}$.

- Aux appuis :

1. Armatures principales :

$$M_{ua} = 19.85 \text{ KN.M}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.85 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14,2} = 0,026 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,039 \quad \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_s} = \frac{19.85 \times 10^6}{0,980 \times 230 \times 348} \times 10^{-2} = 2.53 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10 = 4.52 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

2. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 = A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13$$

Soit 4 HA 10 = 3.14 cm² , avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}^2$

III-3-6) Les vérifications à l'ELU :

Vérification du non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

- En travée : 12.06 cm² > 2.77 Condition vérifiée
- Aux appuis : 4.52 cm² > 2.77 Condition vérifiée

Vérification de contrainte tangentielle :

[Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{43.28 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,188 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires

Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :

(Art.A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{43.28 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 150.72} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times$$

$$\pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}.$$

Encrage des barres :(Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

La longueur de scellement droit :(Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,33 = 17 \text{ cm}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 100 \times 23 \times 10^{-1}}{1,5} = 1380 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 43,28 \text{ KN} < \bar{T}_u = 1380 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

III-3-7) Calcul à l'ELS :

Combinaison de charges :

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 7,72 + 2,5 = 10,22 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 10,74 + 2,5 = 13,21 \text{ KN/ml}$$

Réaction d'appuis

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10,22 \times 1,22 + 13,21 \times 2,80 + 10,22 \times 1,28$$

$$R_A + R_B = 62,53 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 5,30 R_B = 10,22 \times 1,22 \times 0,61 + 13,21 \times 2,80 \times 2,62 + 10,22 \times 1,28 \times 4,66$$

$$\Rightarrow R_B = 31,22 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 31,31 \text{ KN}$

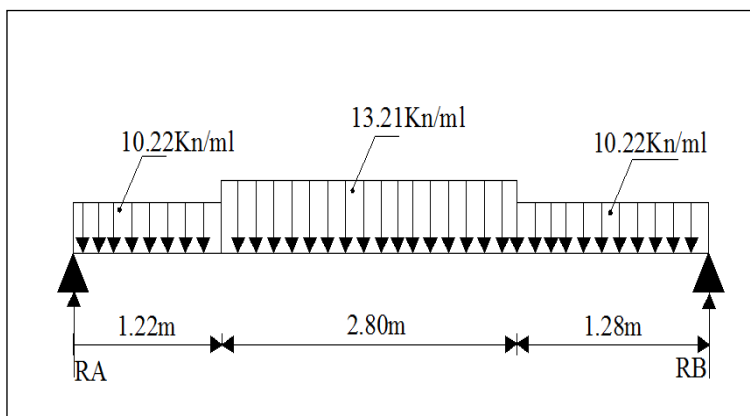


Fig-III-3-5 : schéma statique des charges d'escalier à l'ELS

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0m \leq x \leq 1.22$

$$T_y = R_A - q'_{ps}x \rightarrow T_y = 31.31 - 10.22x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = \mathbf{31.31 \text{ KN}}$$

$$X = 1.22m \rightarrow T_y = 31.31 - 10.22 \times 1.22 = \mathbf{18.84 \text{ KN}}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{ps}x^2/2 \rightarrow M_Z = 31.31x - 10.22x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = \mathbf{0 \text{ KNm}}$$

$$X = 1.22m \rightarrow M_Z = \mathbf{30.59 \text{ KNm}}$$

- Pour $1.22 \leq x \leq 4.02m$

$$T_y = R_A - q'_{ps} \times 1.22 - q'_{pl}(x - 1.22) \rightarrow T_y = 31.31 - 10.22 \times 1.22 - 13.21(x - 1.22)$$

$$X = 1.22 \rightarrow T_y = \mathbf{18.84 \text{ KN}}$$

$$X = 4.02 \rightarrow T_y = \mathbf{-18.14 \text{ KN}}$$

$$M_Z = R_A x - (q'_{ps} \times 1.22)(x - 0.61) - q'_{pl} \frac{(x - 1.22)^2}{2} \rightarrow$$

$$M_Z = 31.31x - (10.22 \times 1.22)(x - 0.61) - 13.21 \frac{(x - 1.22)^2}{2}$$

$$X = 1.22 \rightarrow M_Z = \mathbf{30.59 \text{ KNm}}$$

$$X = 4.02 \rightarrow M_Z = \mathbf{31.51 \text{ KNm}}$$

- Pour $0m \leq x \leq 1.28$

$$T_y = R_A - q'_{ps}x \rightarrow T_y = -31.22 + 10.22x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = \mathbf{31.22 \text{ KN}}$$

$$X = 1.28m \rightarrow T_y = -31.22 + 10.22 \times 1.28 = \mathbf{-18.14 \text{ KN}}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{ps}x^2/2 \rightarrow M_Z = 31.22x - 10.22x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = \mathbf{0 \text{ KNm}}$$

$$X = 1.28m \rightarrow M_Z = \mathbf{31.51 \text{ KNm}}$$

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \rightarrow T_y = 31.31 - 10.22x = 0$$

$$\rightarrow X = 3.06m$$

$$M_Z(3.06) = 31.31(3.06) - 10.22(3.06)^2/2$$

$$\text{Donc : } M^{\max} = \mathbf{47.96 = M_0}$$

➤ **Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{ua} = - M_u^{\max} \times 0,3 = - 47.96 \times 0,3 = \mathbf{- 14.38 \text{ KN.M}}$

- En travées : $M_{ut} = M_u^{\max} \times 0,85 = 47.96 \times 0,85 = \mathbf{40.76 \text{ KN.M}}$

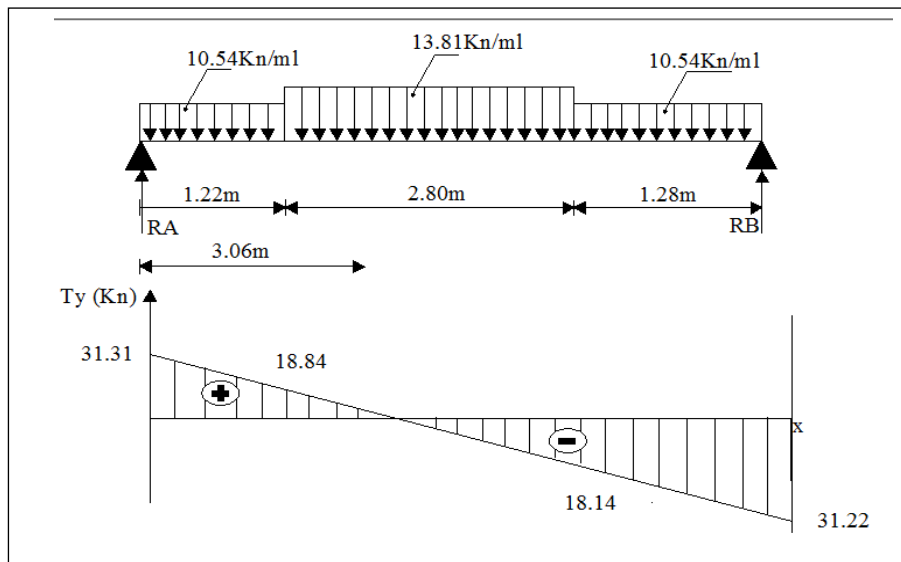


Fig-III-3-6 : diagramme des effort tranchant a L'ELS

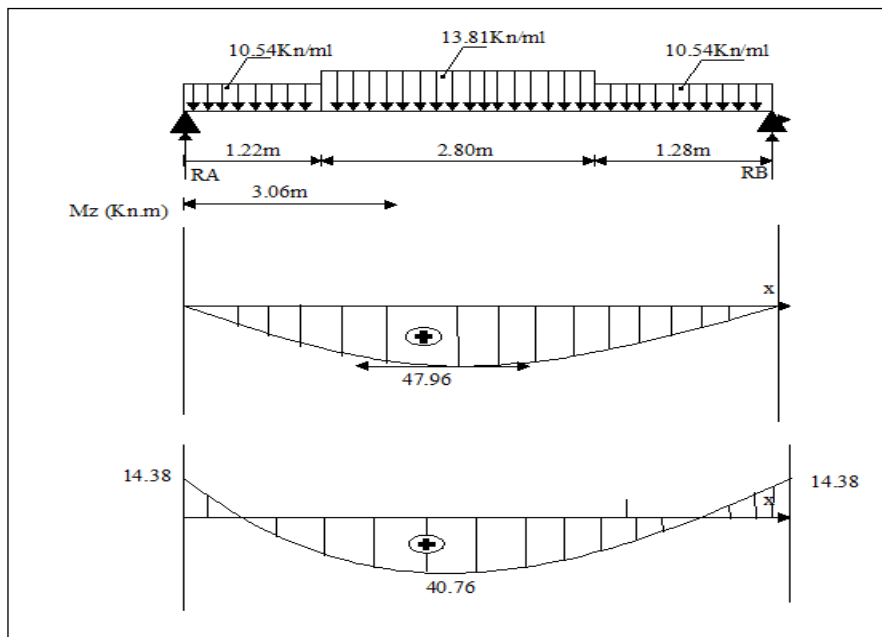


Fig-III-3-7 : diagramme des moment fléchissant a L'ELS

III-3-8) Vérification à l'ELS :**Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifiée que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100Aa}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 23} = 0.196$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.927 \Rightarrow K_1 = 54.11$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times Aa} = \frac{14.38 \times 10^6}{0.927 \times 230 \times 452} = 149.210 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{186.77}{48.88} = 2.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- **Au travée :**

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 23} = 0.524$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.892 \quad K_1 = 30.65$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times At} = \frac{40.76 \times 10^6}{0.899 \times 230 \times 923} = 164.73 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164.73}{30.65} = 5.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/\bar{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{530} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

➤ **Remarque :**

la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire

a) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(12.1; 8.97) = 12.1 \text{ kN/mL}$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 9.23 \times 15) = 33963.5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 25) + (15 \times 12.06) = 2680.9 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{33963.5}{2680.9} = 12.66 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 25 - 12.66 = 12.34 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (12.66^3 + 12.34^3) + 15 \times 12.06 \times (12.66 - 2)^2$$

$$I = 13056686 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{13.24 \times 5300^4}{10818866 \times 13056686 \times 10^4} = 0.96 \text{ cm} < \bar{f} = 1.06 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

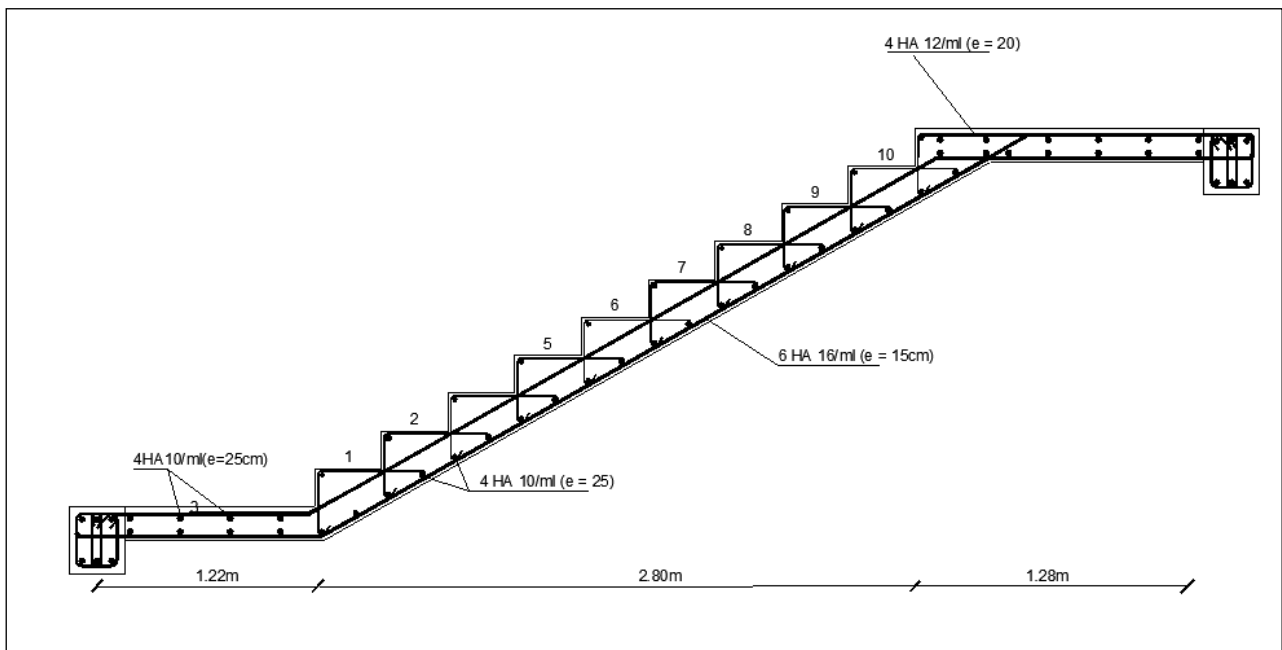
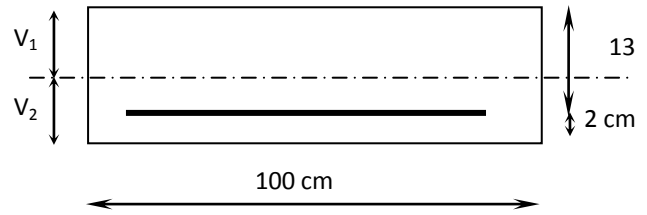


Fig-III-3-8 : Ferrailage des escaliers

III-4) La poutre palière**INTRODUCTION**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux

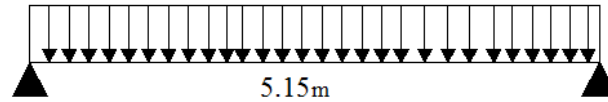


Fig-III-4-schéma représentatif de la poutre palier

III-4-1)Pré dimensionnement :

L_{max}: Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 545 - 30 = 515 \text{ cm}$$

Dans notre projet sa portée est de 5.15m.

➤ **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L : portée maximale entre nu d'appui

h : hauteur de la poutre palière

$$\frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} / 34.33 \leq h \leq 51.5$$

On opte pour **h = 45cm**

➤ **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

b : largeur de la poutre palière

$$18\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

On opte pour **b = 30cm**

$$b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b = 30\text{cm}$$

Condition vérifiée

$$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h = 45\text{cm}$$

Condition vérifiée

$$h/b < 4 \longrightarrow h/b = 1.5$$

Condition vérifiée

Toutes les conditions sont Vérifiées.

III-4-2) Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,45 = 3.37 \text{ KN/ml}$
La hauteur de l'étage plus défavorable : $h=3.57\text{m}$
- Réaction du palier à l'ELU : = 43.28KN
- Réaction du palier à l'ELS : = 31.31 KN

III-4-3) Détermination combinaison des charges :

➤ A l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_u = 1,35 \times 3,37 + 43,28 = 47,82 \text{ KN/ml}$$

➤ A l'ELS :

$$q_s = G + R_s = 3,37 + 31,31 = 34,68 \text{ KN/ml}$$

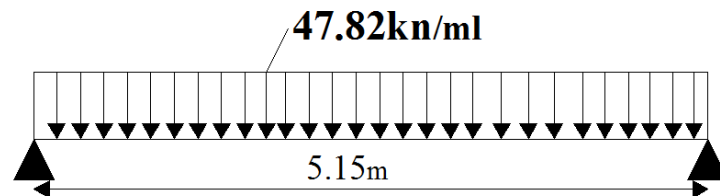


Fig-III-4-2 : schéma présentatif de la poutre palier au L'ELU

➤ **Moment isostatique :**

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 47,82 \frac{5,15^2}{8} = 158,53 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{47,82 \times 5,15}{2} = 123,13 \text{ KN}$$

➤ **Moment maximal :**

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{ua}^{\max} = - M_u \times 0,3 = - 0,3 \times 158,53 = - 47,56 \text{ KN.M}$
- En travées : $M_{ut}^{\max} = M_u \times 0,85 = 0,85 \times 158,53 = 134,75 \text{ KN.M}$

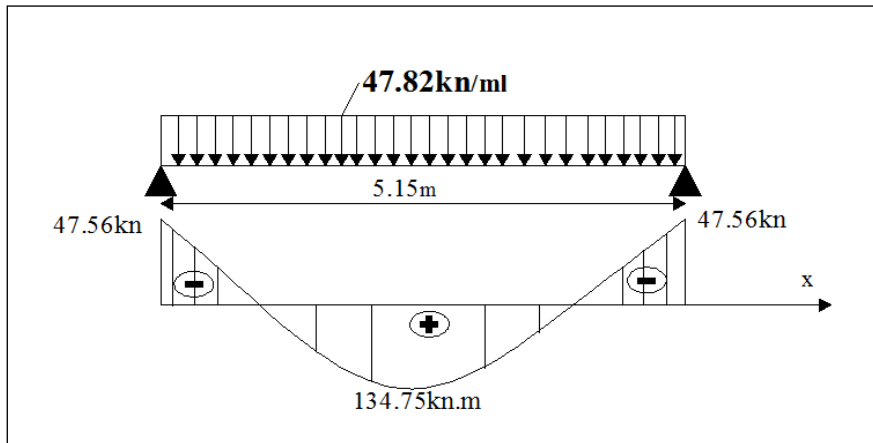


Fig-III-4-3 : Diagramme des moments a L'ELU

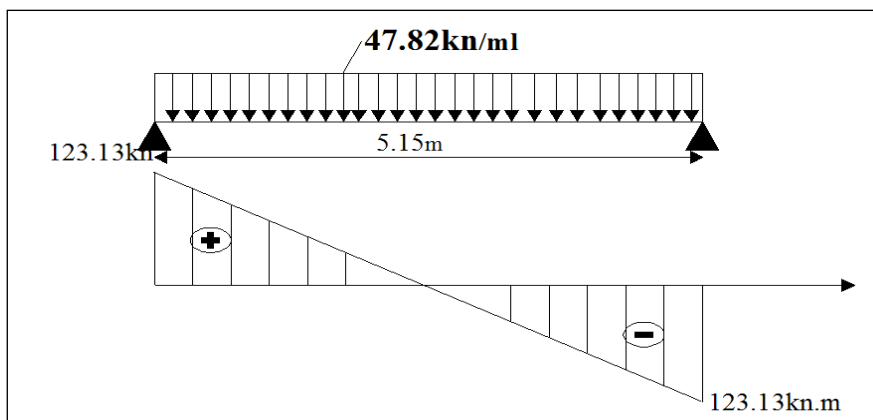


Fig-III-4-4 : Diagramme des efforts tranchants a L'ELU

III-4-5) Calcul des armatures à L'ELU :

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 30\text{cm}$; $c = 2\text{ cm}$; $d = 43\text{cm}$.

- En travée :

$$M_{ut} = 134.75 \text{ KN.M}$$

1. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M^t_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{134.75 \times 10^6}{300 \times 430^2 \times 14,2} = 0,171 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,171 \quad \beta = 0,905$$

$$A_t = \frac{M^t_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{134.75 \times 10^6}{0,905 \times 430 \times 348} \times 10^{-2} = 9,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA } 16 = 6,03 \text{ cm}^2 \quad 6,03 + 4,62 = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$3\text{HA } 14(\text{chapeaux}) = 4,62 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_{ua} = 47.56 \text{ KN.M}$$

$$\mu_b = \frac{M^a_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{47.56 \times 10^6}{300 \times 430^2 \times 14,2} = 0,0603 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0603 \quad \beta = 0,969$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{47,56 \times 10^6}{0,969 \times 430 \times 348} \times 10^{-2} = 3,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

III-4-6) Vérification à l'ELU :

Vérification du non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99] :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,55 \text{ m}^2$$

- En travée : $10,65 \text{ cm}^2 > 1,55$ **Condition vérifiée**
- Aux appuis : $3,39 \text{ cm}^2 > 1,55$ **Condition vérifiée**

Vérification de contrainte tangentielle : [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

$$\text{On doit avoir : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{123,13 \times 10^3}{300 \times 430} = 0,95 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires

Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :(Art.A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{123,13 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 113,04} = 2,81 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \phi$$

$$3 \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 2,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 30 \times 43 \times 10^{-1}}{1,5} = 774 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 123,13 \text{ KN} < \bar{T}_u = 774 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Encrage des barres :(Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :(Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \text{ on adopte } l_s = 45 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures :

- **Diamètre des armatures transversales :** (Article A.7.2-2 du BAEL 91).

$$\Phi_t < \min \{ \Phi ; h/35 ; b/10 \} = \min \{ 1,4 ; 1,28 ; 3 \} = 1,28 \text{ cm}$$

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

- **Espacement des barres :** (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

- **Armatures principale :**

$$S_{\max} = 25 < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **En zone nodale (appuis) :**

$$St \min \{ h/4 ; 12\Phi ; 25 \text{ cm} \} = 11,25 \text{ cm} \text{ on prend: } St = 10 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **En zone courante (travée)**

$$St \leq h/2 = 45/2 = 22,5 \text{ cm} \text{ on prend: } St = 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

On prend : un cadre et un étrier en HA8 tel que $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

III-4-7) Calcul à L'ELS :

Calcul des efforts internes :

$$q_s = 34,68 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant:**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{34,68 \times 5,15}{2} = 86,30$$

- **Moment isostatique:**

En travée :

$$M_s = q_s \frac{l^2}{24} = 34,68 \frac{5,15^2}{8} = 114,97 \text{ KN.m}$$

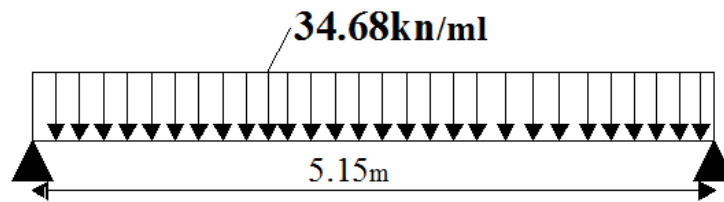


Fig-III-4-5 : schéma présentatif de la poutre palier au L'ELU

➤ **Moment maximal :**

➤ **Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{ua}^{\max} = - M_u \times 0,3 = - 0,3 \times 114,97 = - 34,49 \text{KN.M}$
- En travées : $M_{ut}^{\max} = M_u \times 0,85 = 0,85 \times 114,97 = 97,72 \text{KN.M}$

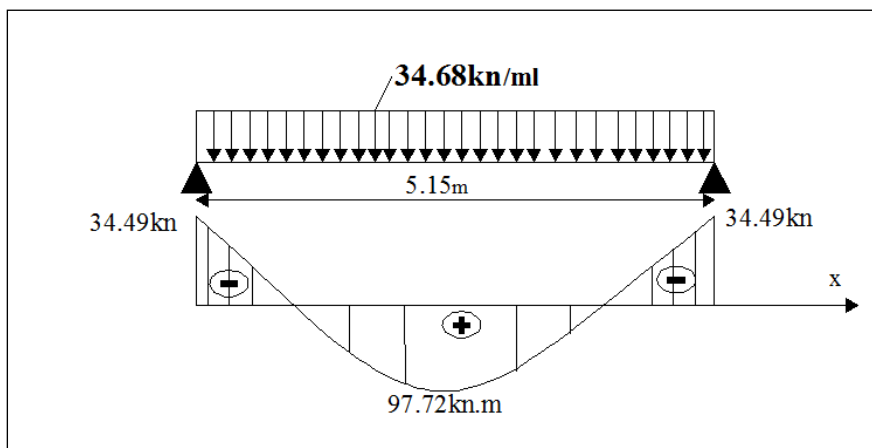


Fig-III-4-5 : Diagramme des moments a L'ELS

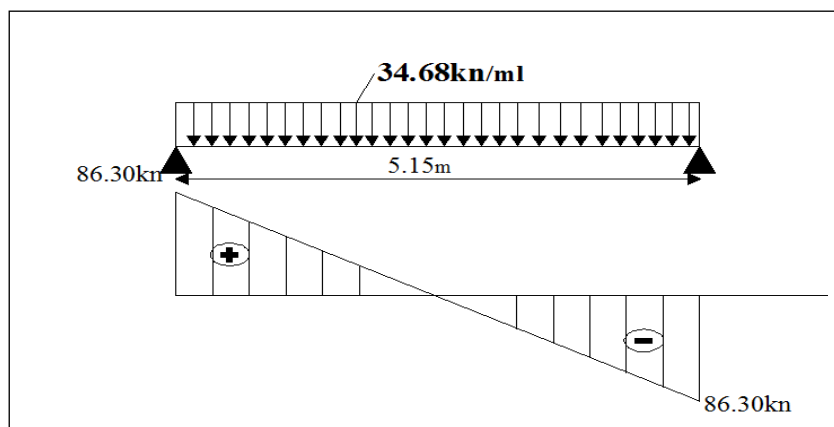


Fig-III-4-6 : Diagramme des efforts tranchant a L'ELS

III-4-6) Vérification à L'ELS:**Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est

Nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifiée que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 10.65}{30 \times 43} = 0.825$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.870 \Rightarrow K_1 = 23.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{97.72 \times 10^6}{0.870 \times 430 \times 339} = 245.27 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{245.27}{23.56} = 10.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 43} = 0.262$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.918 \quad K_1 = 46.54$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{34.49 \times 10^6}{0.918 \times 430 \times 339} = 257.74 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{257.74}{46.54} = 5.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Etat limite de déformation [BAEL 91 Art B.6.5.3] :**Remarque :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

A_s : section adoptée en travée.

f_e : limite élastique des aciers (400Mpa).

M_t = moment max en travée à l'ELS.

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

$$1. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{45}{515} = 0.0873 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{M_{S_t}}{10M_0} \implies \frac{45}{515} = 0.088 \geq \frac{97.72}{10 \times 114.97} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3. \frac{A_{trav}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{10.65}{30 \times 43} = 0.0082 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.**

➤ **Conclusion :**

le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales :**
- **3HA16+filantes (3HA14) chapeaux pour lit inférieur**
- **3HA 12 filantes pour le lit supérieur.**
- **Armatures transversales :**
- **1cadre et 1 étrier en HA8**

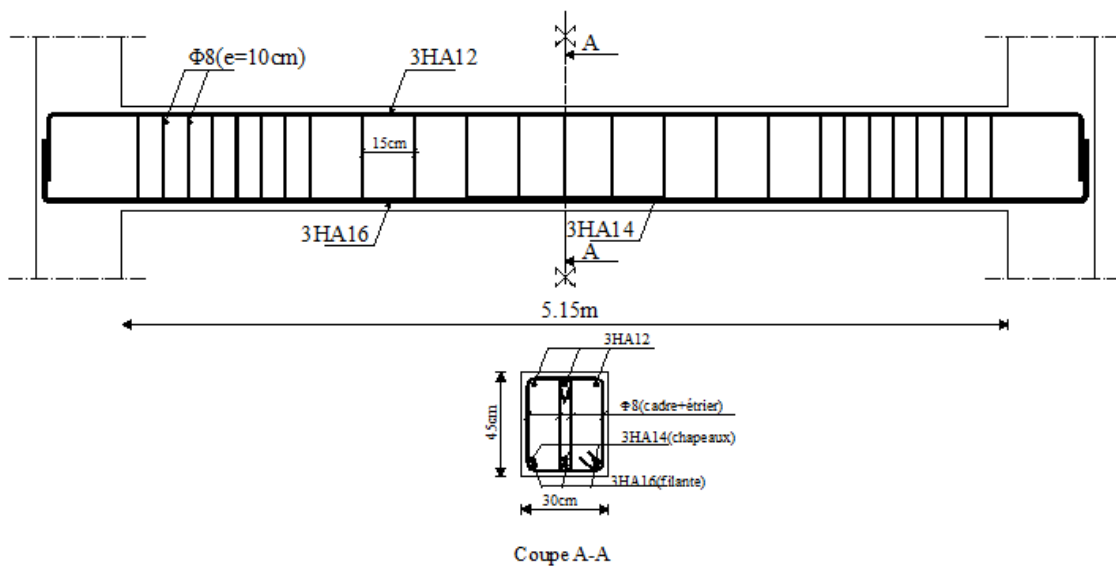


Fig-III-4-7 : Ferrailage de la poutre palière

III-5) Les portes a faux

INTRODUCTION

La porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

III-5-1 Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

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

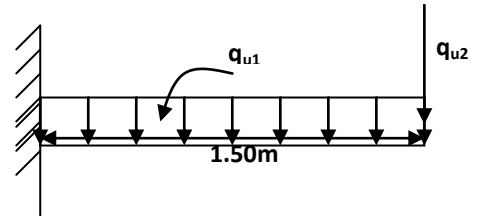


Fig-III-5-1 : Schéma statique de porte à faux

III-5-2 Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

- La dalle

Éléments	Épaisseur [cm]	Poids volumique [kN/m ³]	Charge G [kN/m ²]
1- Carrelage	2	22	0.44
2- Mortier de sable	2	20	0.40
3- Lit (couche desable)	2	17	0.34
4- Dalle pleine	15	25	3.75
5- Enduit en plâtre	2	20	0.40
	total		5.33

Tableau III.5.1 : Charge permanente du porte à faux

$$G = 5.33\text{KN/m}^2$$

- Mur extérieur

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

Éléments	Épaisseur [m]	Poid volumique [kN/m ³]	Charge G [kN/m ²]
1- Mortier de ciment	0.02	18	0,36
2- Brique creuse intérieur	0.1	09	0.9
3- Lamé d'air	5	00	/
4- Brique creuse extérieur	0.15	09	1.35
5- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
	Total		2.81

Tableau III.5.2 : Charge permanente du mur extérieur

III-5-3 Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

➤ **Combinaison des charges :** $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- **Dalle :** $q_{u1} = [(1.35 \times 5.33) + 1.5 (2.5)] \times 1 = 10.945 \text{ KN/ml}$
- **Mur extérieur :** $q_{u2} = (1.35 \times 2.81 \times 3.83) \times 1 = 14.529 \text{ KN}$

➤ **Calcul du moment d'encastrement :**

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

- **Moment provoqué par la charge « q_{u1} »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{10.945 \times 1.5^2}{2} = 12.313 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{u2} »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 14.529 \times 1.5 = 21.793 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 34.10 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures à ELU :**

$$M_u = 34.10 \text{ KN.m}; b = 100 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}$$

- **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34.10 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.142$$

$$\mu = 0.142 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

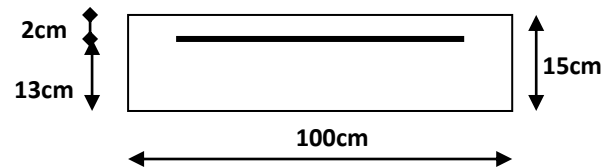
$$\mu = 0.142 \Rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.10 \times 10^5}{0.923 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 8.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\phi 14/\text{ml} \rightarrow 9.23 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} \text{ on adopte : } 15 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 4\phi 10/\text{ml} \rightarrow 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$



III-5-4 Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2$$

$$A_s = 9.23 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 9.23 \text{cm}^2 \text{ la condition est vérifiée}$$

Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**• Effort tranchant**

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

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 10.945 \times 1.5 + 14.529 = 30.94 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{30.94 \times 10}{100 \times 13} = 0.238 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.238 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\varphi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.94 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 263.76} = 1.002 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant aux appuis :**• Armatures principales**

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 30.94 \text{KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{30.94 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 88.95 \text{mm}^2 = 0.8895 \text{cm}^2$$

$$A_s = 9.23 \text{cm}^2 > 0.6454 \text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 13 \times \frac{2500}{1.5} = 866.66 \text{ KN}$$

$$V_u = 30.94 \text{ KN} < 866.66 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Ancrage des barres (Art. A.6.1,23/BAEL91):

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \\ L_S = 40 \Phi = 40 \times 1.4 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 56 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 22.4 \text{ cm}$$

III-5-5 Vérification à l'ELS :➤ **Combinaison des charges : $q_{s1} = G + Q$**

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.33 + 2.5 = 7.83 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 3.83 \times 1 \times 2.81 = 10.76 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul du moment d'encastrement**

Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{7.83 \times 1.5^2}{2} = 8.80 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{s2} »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 10.76 \times 1.5 = 16.14 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment total**

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 8.80 + 16.14 = 24.94 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**• **Acier**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 13} = 0.71 \Rightarrow \beta_1 = 0.877 \quad ; \quad K_1 = 25.65$$

$$\sigma_s = \frac{24.94 \times 10^3}{0.877 \times 13 \times 9.23} = 237 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Béton :**

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25.65} = 0.0389$$

$$\sigma_b = 0.0389 \times 237 = 9.21\text{MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **vérification de l'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{24.94}{10(24.94)} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{13 \times 100} = 0.0071 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

M_0 : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

➤ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

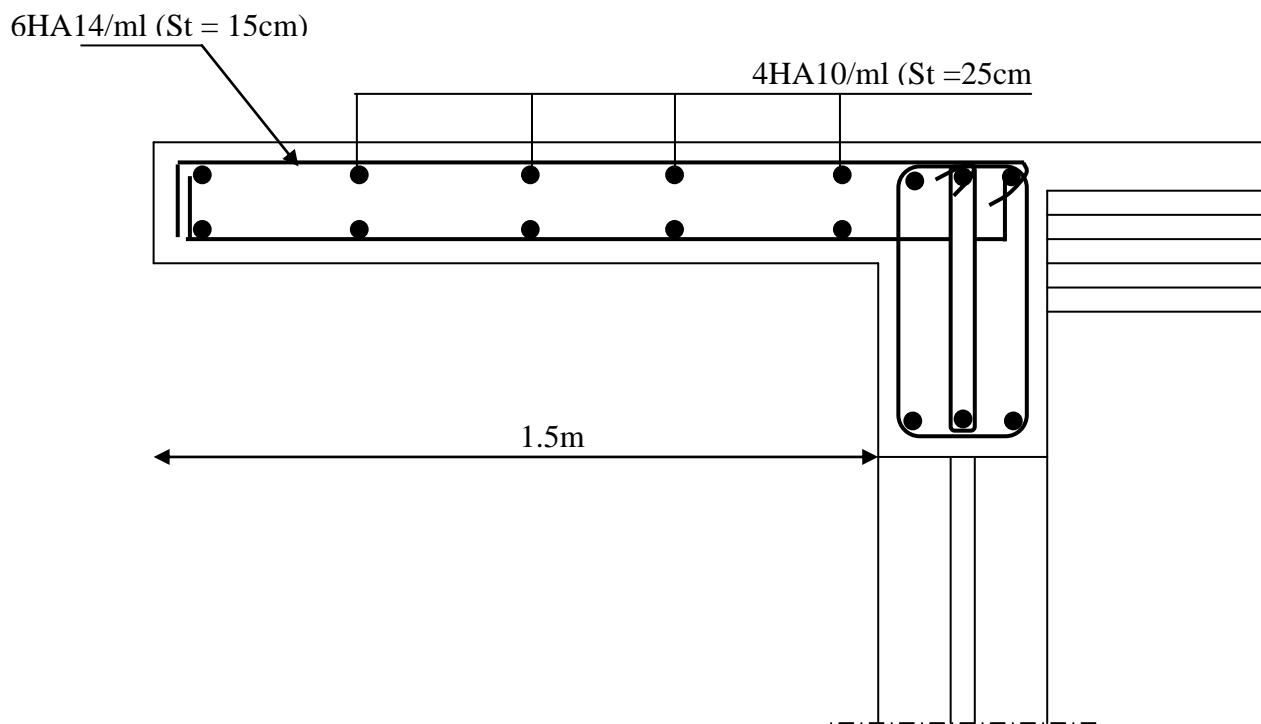


Fig-III-5-2 : ferrailage de porte à faux.

III-6) les Balcons**INTRODUCTION**

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre encastree sur deux appuis. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h = 1.20m$.

Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale (G_1) due au poids propre du garde-corps, ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q .

Le ferrailage ce fera pour une bande de 1m, en flexion simple.

III-6-2) pré dimensionnement :

On a balcon appui sur deux appuis donc :

$$\frac{L}{30} = \frac{125}{35} = 3,5cm \leq e \geq \frac{L}{30} = \frac{125}{30} = 4,16cm.$$

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12 cm (RPA99/version 2003)

Soit : $e=15cm$.

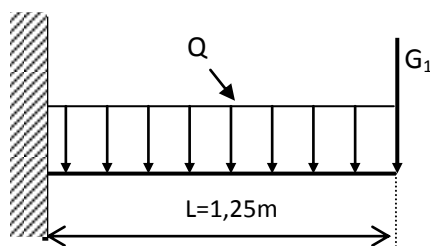


Fig-III-6-1 : schéma statique de balcon

III-6-3) Détermination des charges et surcharges

Éléments	Épaisseur [cm]	Poids volumique [kN/m ³]	Charge G [kN/m ²]
1- Revêtement	2	22	0.44
2- Mortier de sable	2	20	0.40
3- Lit (couche desable)	2	18	0.36
4- Dalle pleine	15	25	3.75
5- Enduit en plâtre	2	20	0.40
total			5.35

➤ **Charges permanentes :** **Tableau III.6.1 : Charge permanente du balcon**

Poids propre revenant au balcon : $G_1=5,35KN/m^2 \times 1m=5,35KN/ml$

Éléments	Épaisseur [cm]	Poids volumique [kN/m ³]	Charge G [kN/m ²]
1- Mure en brique creuse	10	9	0.90
2- Enduit de mortier de ciment	2x2	18	0.72
	total		1.62

Tableau III.6.2 : Charge permanente du garde de corps

➤ Charges concentrée : due au poids de garde-corps :

$$G_2 = 1.62 \times 1\text{m} \times 1.2\text{m} = 1.944 \text{ KN}$$

➤ Surcharge d'exploitation : (uniformément répartie)

Surcharge revenant au balcon : $Q = 3.5 \text{KN/m}^2 \times 1\text{m} = 3.5 \text{KN/ml}$

III-6-4) Les combinaisons de charges :

➤ Les combinaisons de charges à l'ELU :

$$\text{Pour la dalle : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5$$

$$q_u = 12,47 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{Pour le garde-corps : } g_u = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1,944 = 2,62 \text{KN} / \text{ml}$$

➤ Les combinaisons de charges à l'ELS :

$$\text{Pour la dalle : } q_s = G + Q = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{Pour le garde-corps : } g_s = G_2 = 1,944 \text{KN} / \text{ml}$$

III-6-5) Ferrailage :

1- Calcul des moments :

➤ ELU :

- Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = q_{u1} L^2 / 2 = 12,47 \times (1,25)^2 / 2 = 9,74 \text{KNm}$$

- Moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gu} = g_u \times L = 2,62 \times 1,25 = 3,27 \text{KNm}$$

- **Moment total:**

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = 9,74 + 3,27 = 13,01 \text{KNm}$$

➤ ELS :

- Moment provoqué par charge q_s

$$M_{qs} = q_s L^2 / 2 = 8,85 \times (1,25)^2 / 2 = 6,91 \text{KNm}$$

- Moment provoqué par surcharge g_s :

$$M_{gs} = g_s \times L = 1,944 \times 1,25 = 2,43 \text{KNm}$$

- **Moment total**

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = 6.91 + 2.43 = 9.34 \text{ KNm}$$

2- Calcul du ferrillage à l'ELU :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Calcul des armatures principales :

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.473 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.052$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée donc $A's = 0$

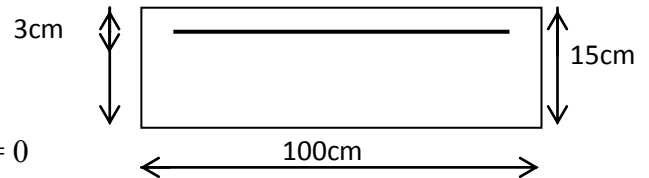
$$\mu_b = 0.052 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc : } A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.473 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 2.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 4.10 cm² avec St = 20 cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 20$$



III-6-6) Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

Vérification au cisaillement : (Art 5.1.2.BAEL 91)

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \right\} [\text{MPa}] = 2.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = q_u L + g_u = 12.47 \times 1.25 + 2.187 = 17.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.77 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.136 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad 0.136 < 2.5$ la condition est vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence dans les barres :

$$\tau_{se} \langle \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i : 5 \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.77 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.806 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

$$\tau_{se} \langle \bar{\tau}_{se} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Calcul de l'ancrage :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} > e = 15 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0,4 L_s = 17 \text{ cm}$$

Espacement des barres :

- Pour les armatures principales :

$$St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{condition est vérifiée}$$

- Pour les armatures de répartition :

$$St < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{condition est vérifiée}$$

III-6-7) Vérifications à l'ELS :**Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0.434 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.899 \\ K_1 = 34.75 \end{cases}$$

Vérification des contraintes dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{8.93 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 135.23 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 135.23 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$. **Condition est vérifiée**

Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{135.23}{34.75} = 3.89 \text{MPa} \quad \sigma_b = 3.89 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 3.89 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée

Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{4E_v \times I_{f_v}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 0.50$$

Avec :

Ev : module de déformation différée : $E_v = 10818.865 \text{ Mpa}$

I_{f_v}: inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$$y_1 = \frac{S / xx}{B_0}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.74 \text{ cm}^2$$

$$S/xx = b \times h \times h/2 + 15 \times A \times d = 100 \times 15 \times 7.5 + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75$$

$$y_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2 = 30551.61 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.00434 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 1.935$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

-Calcul des coefficients λ et μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00434 \times 135.23 + 2.1} = 0.173$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00434$$

$$I_{f_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 30551.61}{1 + 1.935 \times 0.173} = 25178.23 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{8.93 \times (1.25)^2 \times 10^7}{4 \times 10818865 \times 25178.23} = 0.128 \bar{f} = 0.50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

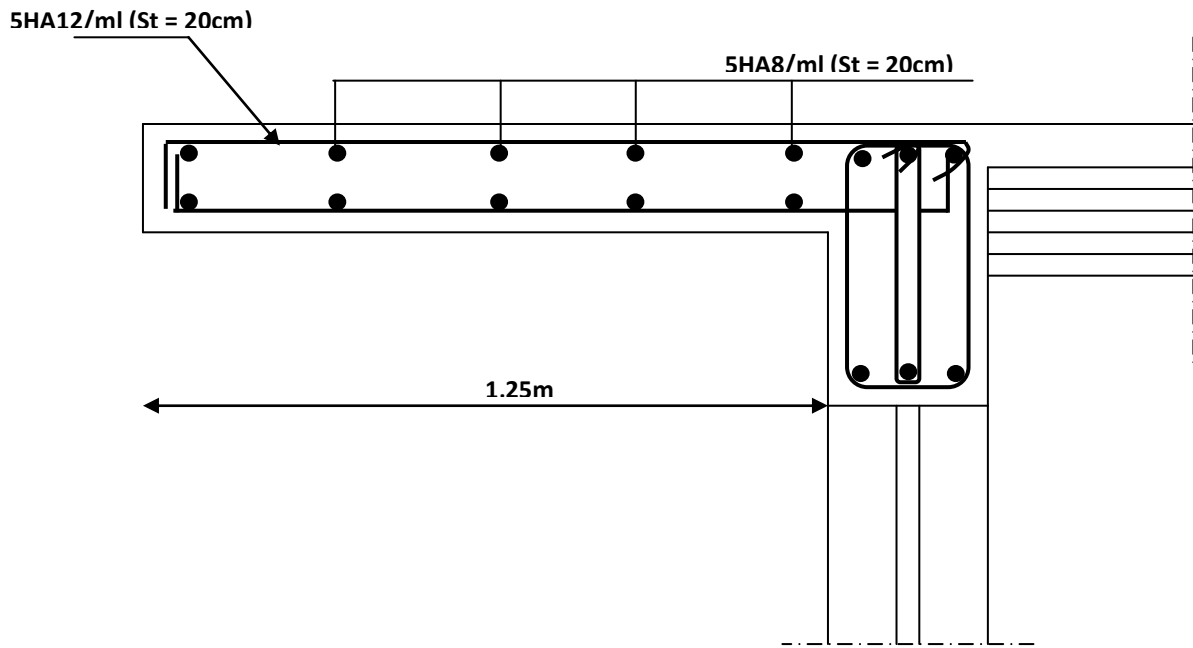


Fig-III-6-2 : ferrailage de balcon.

III-7) La salle machine**INTRODUCTION**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(2 \times 3.30) = 6.60 \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés,

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 6.5 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III-7-1) pré dimensionnement :**Epaisseur de la dalle :**

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{3.30} = 0,60$ $1 > \rho > 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$h_t \geq \frac{l_y}{30} \quad h_t \geq \frac{330}{30} = 11 \text{ cm}$$

Le **RPA 2003** exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, on adopte une hauteur : $h_t = 15 \text{ cm}$

$$U = U_0 + 2.e + h_0$$

$$V = V_0 + 2.e + h_0$$

Avec:

h_0 : hauteur de la dalle

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ (U_0, V_0 : zone dans laquelle q est concentrée)

$e = 5 \text{ cm}$ (revêtement)

$$V = V_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0 \quad U = U_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

- $U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$
- $V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$.

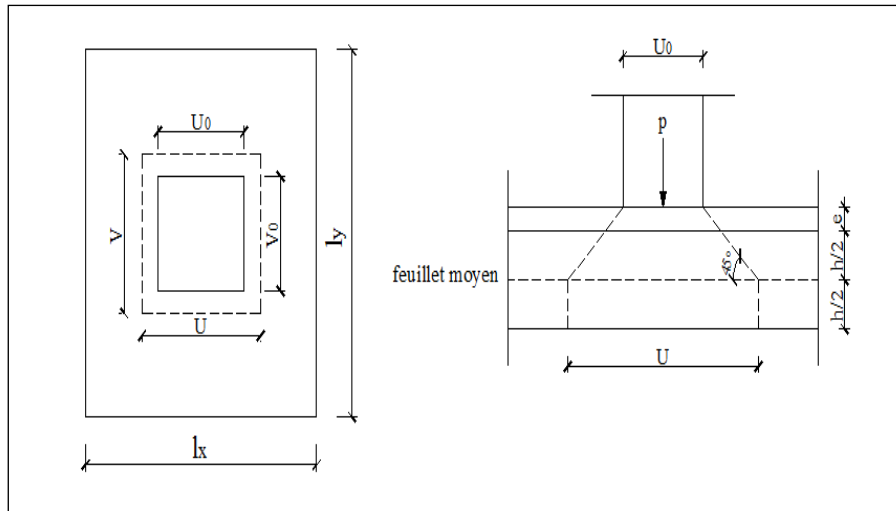


Fig-III-7-1 : la diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

III-7-2) Calcul des moments :

Moments dus a la charge localisée :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2) \quad \nu : \text{coefficient de poisson}$$

$$M_y = P(\nu M_1 + M_2)$$

➤ Etat limite ultime (ELU) $\nu = 0$:

$$P = 1.35 \times 65 = 87.75 \text{ KN.}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{80}{200} = 0.4 \frac{V}{L_y} = \frac{80}{330} = 0.24$$

Après interpolation : $M_1 = 0.1376$, $M_2 = 0.1124$

$$M_{x1} = P \times M_1 = 87.75 \times 0.1376 = 12.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P \times M_2 = 87.75 \times 0.1124 = 9.86 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\left. \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x q_u L_y^2 \\ M_{y2} &= \mu_y M_{x2} \end{aligned} \right\}$$

➤ Etat limite ultime (ELU) $\nu = 0$:

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/ml.}$$

$\rho = 0.60$ Après interpolation :

$$\mu_x = 0.0812 \quad ; \quad \mu_y = 0.305$$

$$M_{x2} = 0.0812 \times 8.04 \times 3.30^2 = 7.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.305 \times 7.10 = 2.16 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments:**

• **ELU**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.07 + 7.10 = 19.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.86 + 2.16 = 12.02 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en affectant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

➤ **En travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 19.17 = 16.29 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 12.02 = 10.21 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 19.17 = -5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 14.45 = -3.6 \text{ KN.m}$$

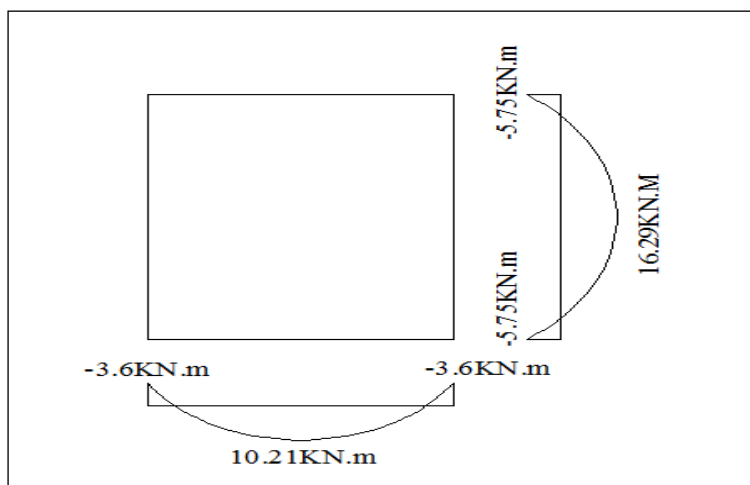


Fig-III-7-2 : diagramme des moments a l'ELU

III-7-3) Détermination de la section d'armature :

Armatures // à X-X' :

➤ **En travée :**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b = 100 \text{ cm}$;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.29 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,068 \quad \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.29 \times 10^3}{0,965 \times 13 \times 348} = 3.73 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA10 $\Rightarrow A_t = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.75 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,024 \quad \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.75 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 $\Rightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures // à Y-Y' :

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.29 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,042 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.29 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2.32 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.6 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{3.6 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 $\Rightarrow A_a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.7-4) Vérification à L'E.L.U

Condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99

➤ **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

ρ_x : taux Minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,60) / 2 = 0,00096$$

$$A_{\min} = 0,00096 \times (15 \times 100) = 1,44 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de

Feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}.$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 65 = 87,75 \text{ KN}$$

$$Q_u = 87,75 \text{ KN} < Q = 450 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2U+V} \text{ avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 65 = 87,75 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{87,75}{2 \times 1,05 + 1,05} = 27,85 \text{ KN.}$$

➤ **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{p}{3.U} = \frac{87,75}{3 \times 1,05} = 27,85 \text{ KN.}$$

$$T_{u \max} = 27,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{27,85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,214 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.7-5) Calcul à L'E.L.S :

Moments dus a la charge localisée :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2) \quad \nu : \text{coefficient de poisson}$$

$$M_y = P(\nu M_1 + M_2)$$

➤ **Etat limite ultime (ELS) $\nu = 0.2$:**

$$P = 65 \text{ KN.}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{80}{200} = 0,4 \frac{V}{L_y} = \frac{80}{330} = 0,24$$

$$\text{Après interpolation : } M_1 = 0,1376, M_2 = 0,1124$$

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2) = 65 \times (0,1376 + 0,2 \times 0,1124) = 10,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P(\nu M_1 + M_2) = 65 \times (0,2 \times 0,1376 + 0,1124) = 9,09 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur
Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) $v = 0.2$:**

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$.

$\rho = 0.60$ Après interpolation :

$$\mu_x = 0.0812 \quad ; \quad \mu_y = 0.305$$

$$M_{x2} = 0.0812 \times 5.85 \times 3.30^2 = 5.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.305 \times 5.17 = 1.57 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments:**

• **ELS**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.40 + 5.17 = 15.57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.09 + 1.57 = 10.66 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en affectant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

➤ **En travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 15.57 = 13.23 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 10.66 = 9.061 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 15.57 = -4.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 19.328 = -3.198 \text{ KN.m}$$

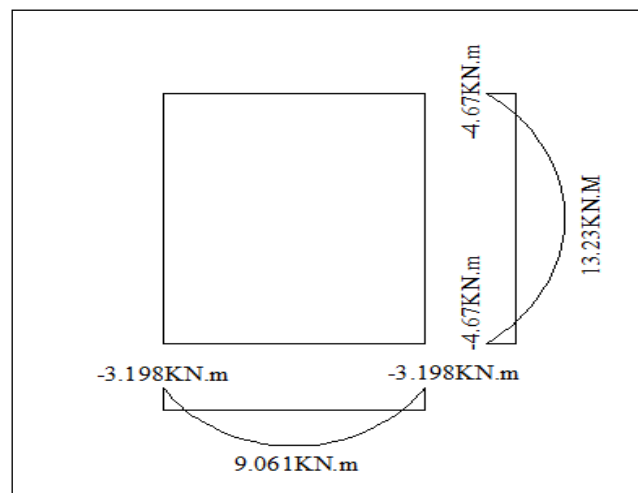


Fig-III-7-3 : diagramme des moments a l'ELS

Contrainte de compression dans le béton :➤ **Sens y-y :**• **Aux appuis :**On a $M_a = 3.198 \text{ KN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,154 \quad K = 62,5 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,936$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.198 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 130,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{130,75}{62,5} = 2,092 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

Mt = 9.061 KN.m.

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,241 \quad K = 50,02 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.061 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 241,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{241,01}{50,02} = 4,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens X-X' :**• **Aux appuis :**On a $M_a = 4.67 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0,192 \quad K_1 = 55,42 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,929$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.67 \times 10^6}{0,929 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 123,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{123,15}{55,42} = 2,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

Mt = 13.23 KN.m.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,301 \quad K = 42,63 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A_t} = \frac{13.23 \times 10^6}{0,914 \times 130 \times 3,92 \times 10^2} = 284,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{284.04}{42.63} = 6.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation (art B.65.1 BAEL91) :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuis sur 4 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{ht}{\ell} \geq \frac{Mt}{20M_0}$$

$$2) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

- M_{tx} : Moment en travé de la dalle continue dans la direction ℓ_x

- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

- A_s : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

- d : La hauteur utile de la bande.

- b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$1) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024 \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{ht}{\ell} \geq \frac{Mt}{20M_0} \quad \frac{ht}{\ell} = \frac{15}{200} = 0,075 \quad \frac{Mt}{20M_0} = \frac{10.66}{20 \times 9.061} = 0,058 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

➤ **CONCLUSION :**

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

• **En travées :**

5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

• **En appuis :**

5HA8 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

4HA8 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

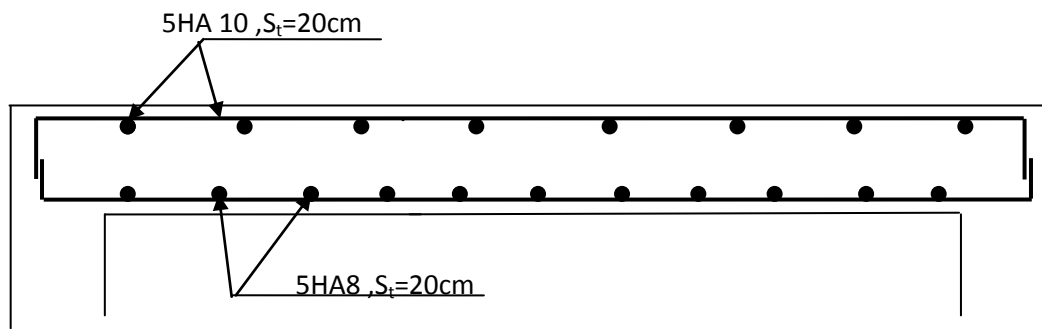


Fig-III-7-4 : Schéma de ferrailage sens xx'

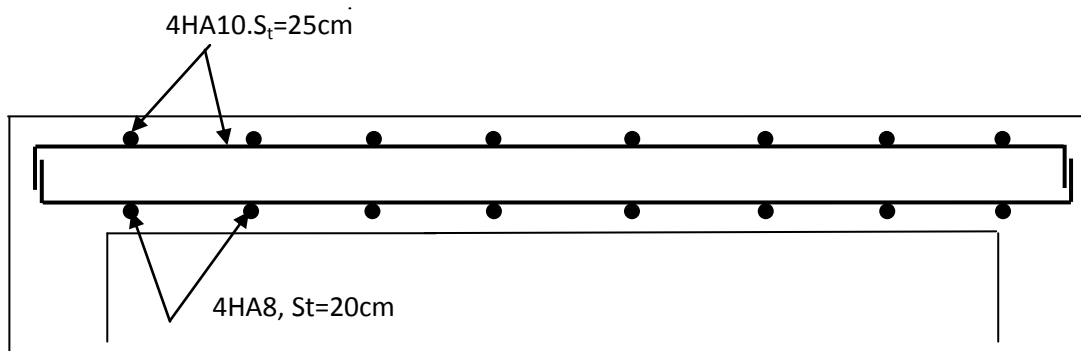


Fig-III-7-5 : Schéma de ferrailage sens yy'

A decorative border resembling a scroll, with a horizontal bar at the top and two curved corners on the left side.

CHAPITRE IV :
Modélisation et
présentation
De logiciel

IV-1-Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui Mobilisent en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très Rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu Indispensable. Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le Problème de Calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

IV-2- Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement Adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la Saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du Comportement de ces structures.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec Des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente Métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité De visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, Les modes propres de vibration, ...etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

- introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- affectation des charges revenant aux éléments,
- introduction des combinaisons d'actions,
- affectation des masses sismiques,
- spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
- exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV-3- Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS
 Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)

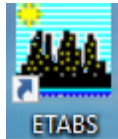


Fig-IV-1- l'icône pour application ETABS

Rappel:(terminologie)

Gridline	lignedegrille
Joints	nœuds
Frame	portique(cadre)
Shell	voile
Elément	élément
Restraints	degrédeliberté(D.D.L)
Uniformed loads	pointd'applicationdelacharge
Define	définir
Materials	matériaux
Concrete	béton
Steel	acier
Frame section	coffrage
Beam	poutre

IV-4- Etapes de modélisation :

- **Etape1 : introduction de la géométrie de modèle (trames, hauteur d'étages)**

a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et Déplacements

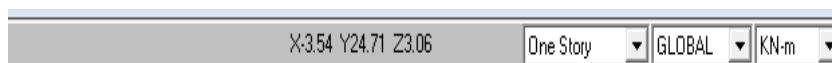


Fig-IV-2 Choix des unités

b) Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File New model NOb) Géométrie de base:**

Fig-IV-3- Géométrie de base

-Le nombre de portiques suivant x-x

(Dans notre cas nous avons 7 lignes suivant x-x)

-Le nombre de portique suivant y-y.

(Dans notre cas nous avons 5lignes suivant y-y)

-Le nombre des étages. (11 niveaux, R+8+1 sous sol et 1entre sol)

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage

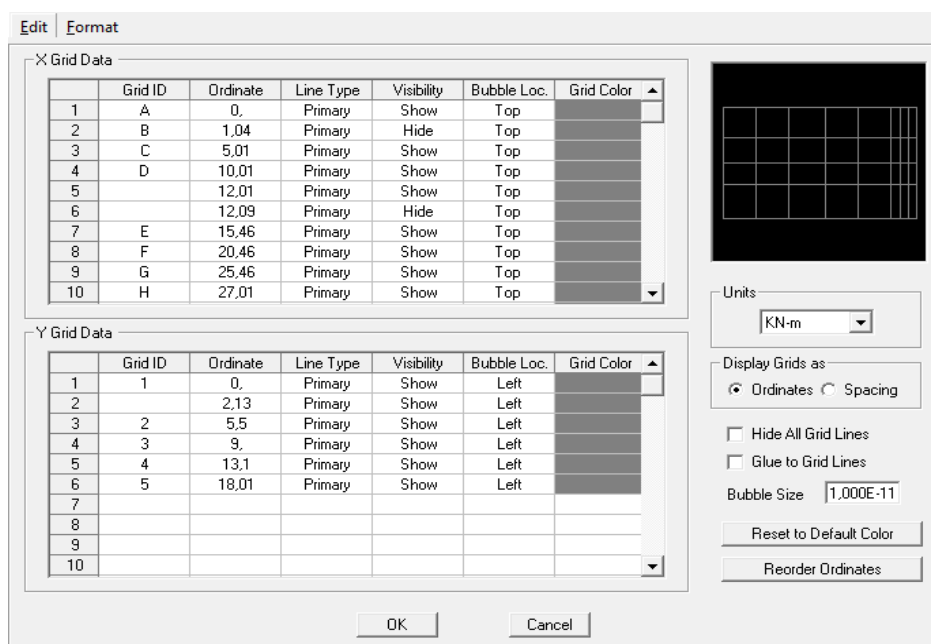


Fig- IV-4- Modification des longueurs des trames

-Pour modifié les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data**
Puis **Edit Story Data**. On introduit les hauteurs des étages → **OK** → **OK**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	TERASSE-1	2,5	38,03	Yes		No	0,
12	TERASSE	3,06	35,53	Yes		No	0,
11	ETAGE07	3,06	32,47	No	ETAGE02	No	0,
10	ETAGE06	3,06	29,41	No	ETAGE02	No	0,
9	ETAGE05	3,06	26,35	No	ETAGE02	No	0,
8	ETAGE04	3,06	23,29	No	ETAGE02	No	0,
7	ETAGE03	3,06	20,23	No	ETAGE02	No	0,
6	ETAGE02	3,06	17,17	Yes		No	0,
5	ETAGE01	3,4	14,11	No	ETAGE02	No	0,
4	RDC	4,08	10,71	No	ETAGE02	No	0,
3	ENTRE-SOL	3,57	6,63	Yes		No	0,
2	SOUS-SOL	3,06	3,06	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Fig- IV-5- Modification des hauteurs des étages

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

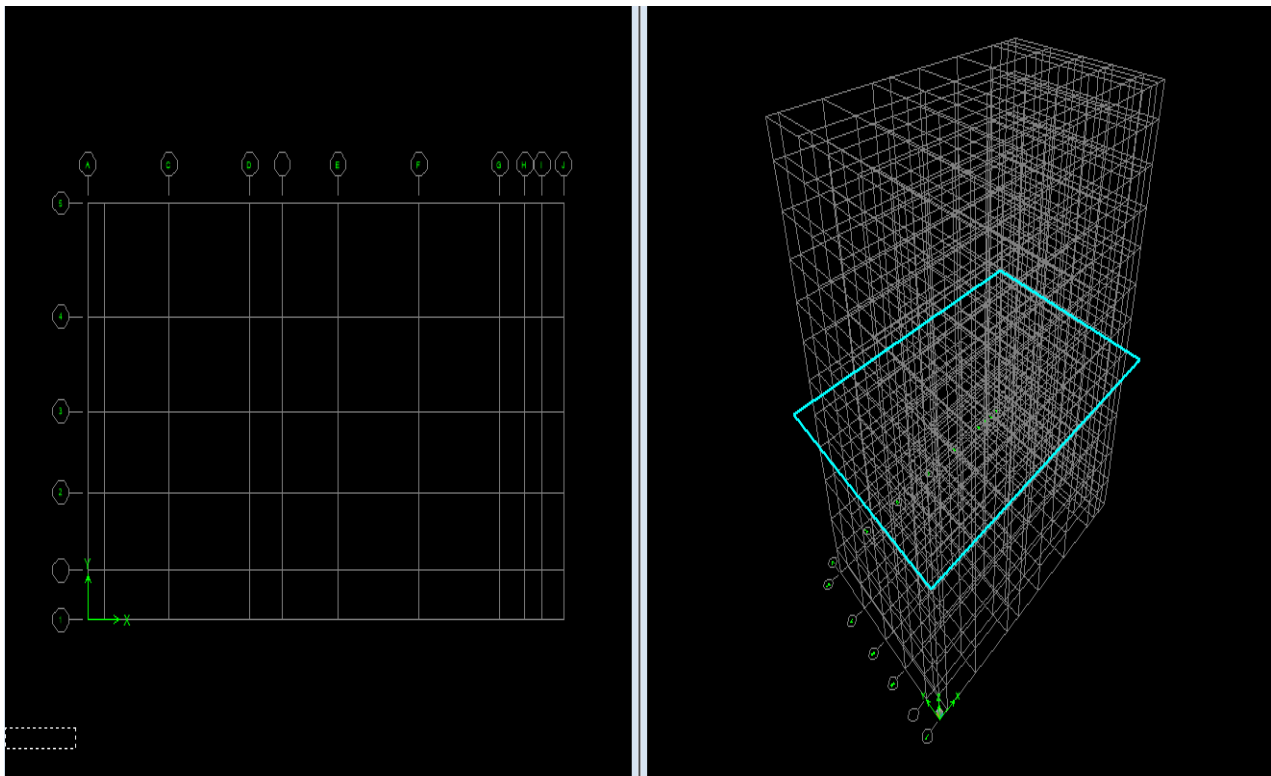


Fig- IV-6- Représentation de la structure en 2D et 3D

Etape 2: spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton

Define → Material Properties → ConcModify → /show material

- -Masse par unit volume (masse volumique du béton)
- -Weight par unit volume (Poids volumique du béton)
- -Modulus of Elasticity (Module de Young)
- -Specifiedconcretecompstrenght (contrainte max du béton à la compression)
- -BendingReinf,Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux)
- -ShearReinf,Tield Stress (contrainte max des aciers)



Material Property Data

Material Name <input type="text" value="BETON25"/>		Display Color Color	
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Type of Design Design <input type="text" value="Concrete"/>	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	<input type="text" value="2,5"/>	Specified Conc Comp Strength, f'c	<input type="text" value="25000,"/>
Weight per unit Volume	<input type="text" value="25,"/>	Bending Reinf. Yield Stress, fy	<input type="text" value="400000,"/>
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="32164200,"/>	Shear Reinf. Yield Stress, fys	<input type="text" value="400000,"/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0,2"/>	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="9,900E-06"/>	Shear Strength Reduc. Factor	<input type="text"/>
Shear Modulus	<input type="text" value="13401750,"/>		
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Fig-IV-7 - Introduction des propriétés mécanique du béton

Etape 3: spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).

- **Définition des poutres et poteaux :**

Define → Frame section → Add rectangulaire.

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur **Reinforcement**

Un clic sur **Beam** introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025** → ok ok

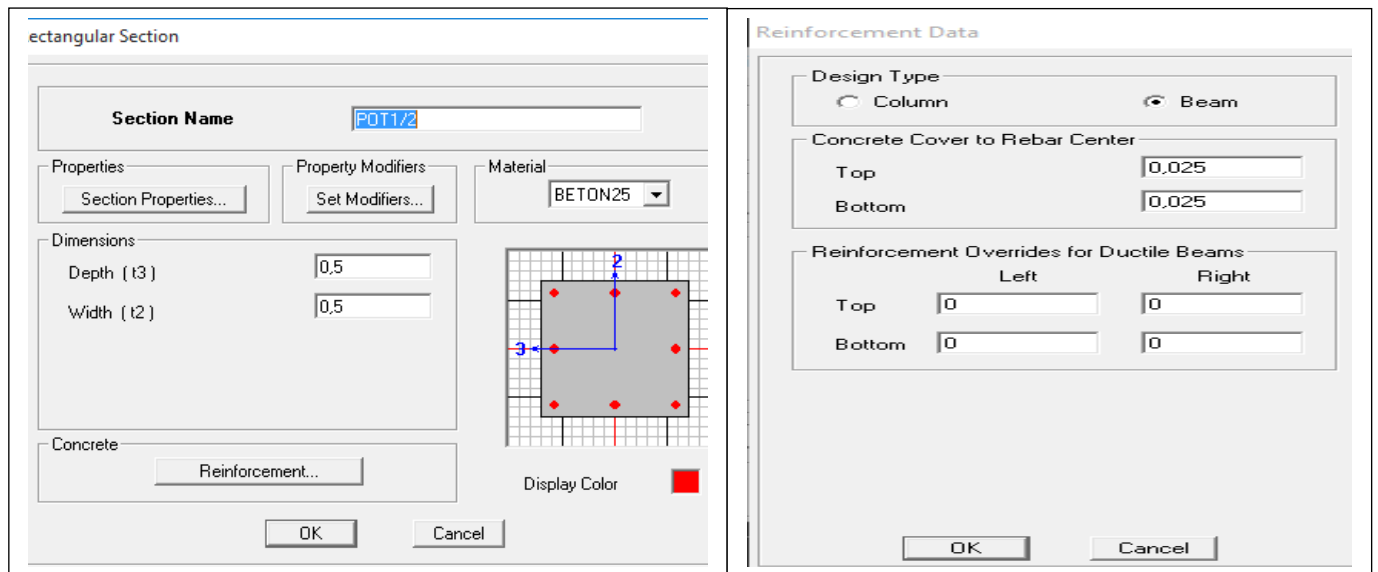
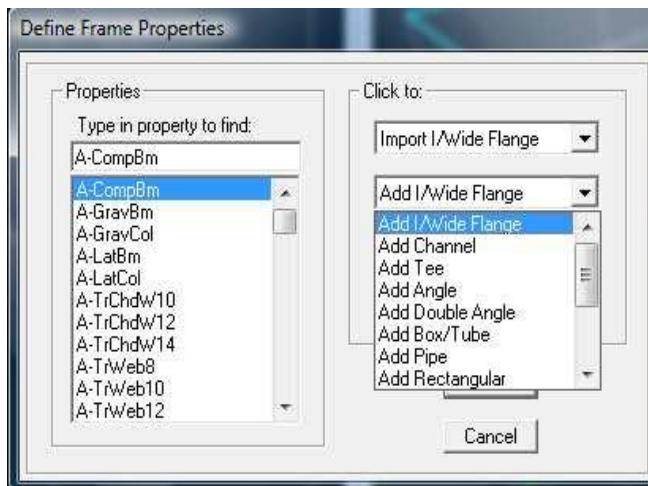


Fig-IV-8- Introduction des dimensions des poutres/poteaux

➤ Définition des voiles et dalle plane et planchers :

-Les voiles:

Define  → Wall/slab/deck section → Add New Wall

Et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

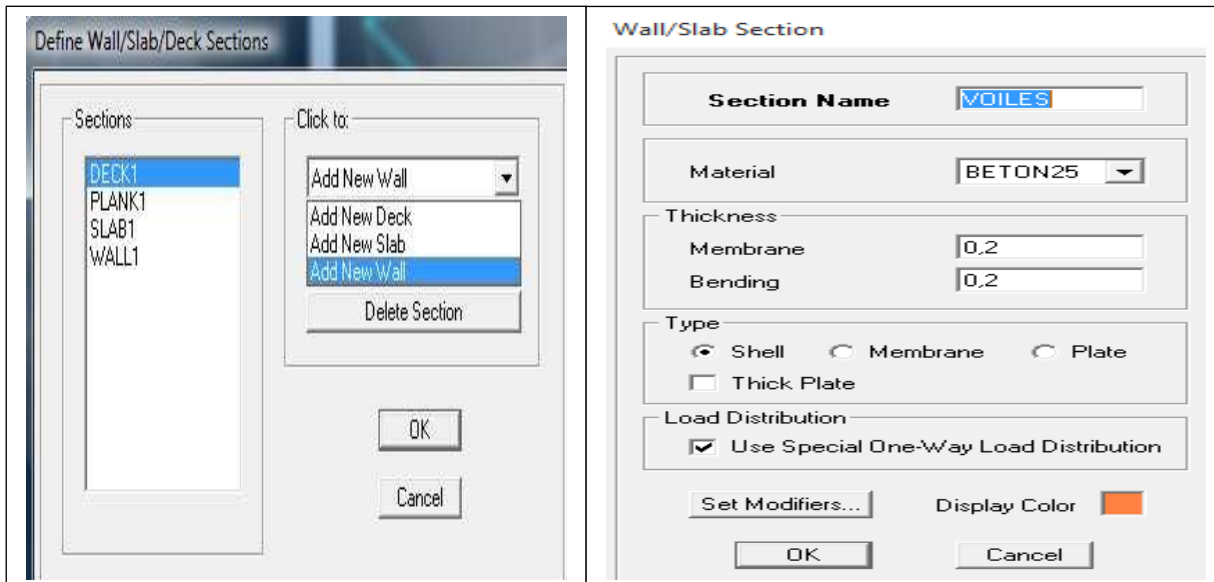


Fig-IV-9- Introduction des dimensions des voiles

-Les dalles Plaines:

Define → Wall/slab/deck section → Add New Slab

et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle.

The 'Wall/Slab Section' dialog box is used for defining the properties of a slab section. It includes the following fields and options:

- Section Name:** Text input field containing 'BALCON'.
- Material:** Dropdown menu set to 'B25'.
- Thickness:**
 - Membrane: Text input field containing '0,15'.
 - Bending: Text input field containing '0,15'.
- Type:** Radio buttons for 'Shell', 'Membrane', and 'Plate' (selected). A checkbox for 'Thick Plate' is also present.
- Load Distribution:** A checkbox for 'Use Special One-Way Load Distribution'.
- Buttons:** 'Set Modifiers...', 'Display Color' (with a green color swatch), 'OK', and 'Cancel'.

Fig-IV.10: Introduction des dimensions des dalles plaines

-Les planchers:

On va opter pour la méthode bardage

On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommée AUTRE

The 'Material Property Data' dialog box is used for defining the material properties for a virtual slab panel. It includes the following fields and options:

- Material Name:** Text input field containing 'AUTRE'.
- Display Color:** Color swatch set to magenta.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** Design dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: Text input field containing '0'.
 - Weight per unit Volume: Text input field containing '0'.
 - Modulus of Elasticity: Text input field containing '32164200'.
 - Poisson's Ratio: Text input field containing '0,2'.
 - Coeff of Thermal Expansion: Text input field containing '9,900E-06'.
 - Shear Modulus: Text input field containing '13401750'.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'_c : Text input field containing '25000'.
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : Text input field containing '400000'.
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : Text input field containing '400000'.
 - Lightweight Concrete checkbox (unchecked).
 - Shear Strength Reduc. Factor: Text input field.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel'.

Fig- IV-11- Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage
Define → **Wall/slab/deck section** → **Add new slab**

Et on spécifie le nom de plancher

Fig- IV-12 : dénomination des plancher

Etape 4 : définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) :

➤ **Charges G et Q**

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge):G

Type : DEAD (permanente)

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre)

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge):Q

Type: LIVE (exploitation)

Self weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : 1

DefineStaticload cases → **Dead** → **modifyload** écrire G → **Live**

modifyload écrire Q → 0 **modify load** écrire 1

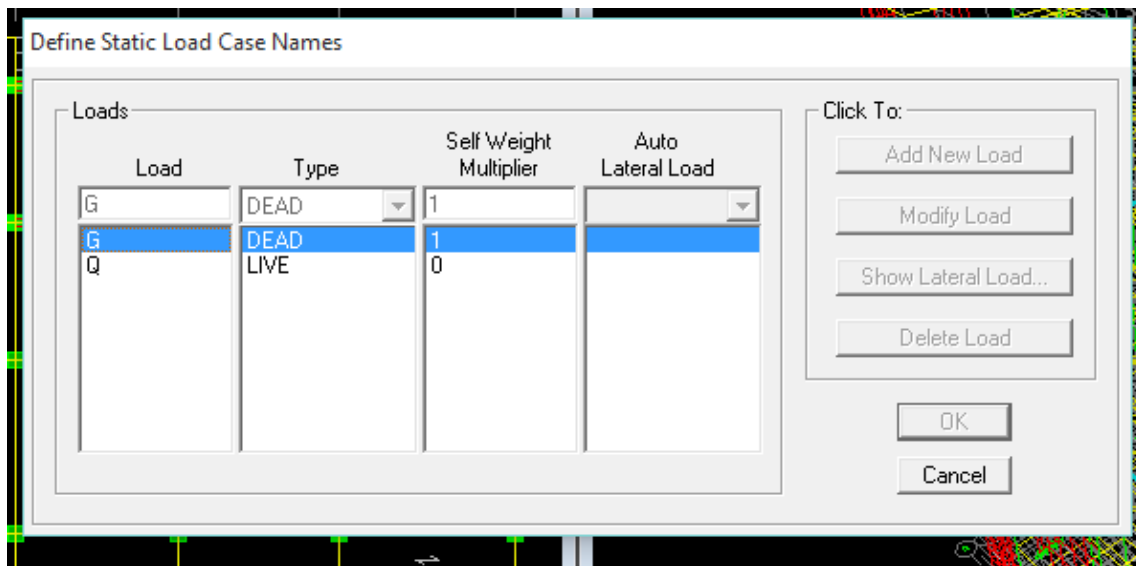


Fig-IV-12: Définition des charges d'exploitations G et Q

➤ **Charge dynamique (EX et EY):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un Degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres T

Données à introduire dans le logiciel :

Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**

Coefficient comportement de la structure (**R**) : **on prend R=3.5**

Facteur de qualité (**Q**) : **Q = 1 + pq = 1.05**

Coefficient d'amortissement(%) = **10 %**

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99 :

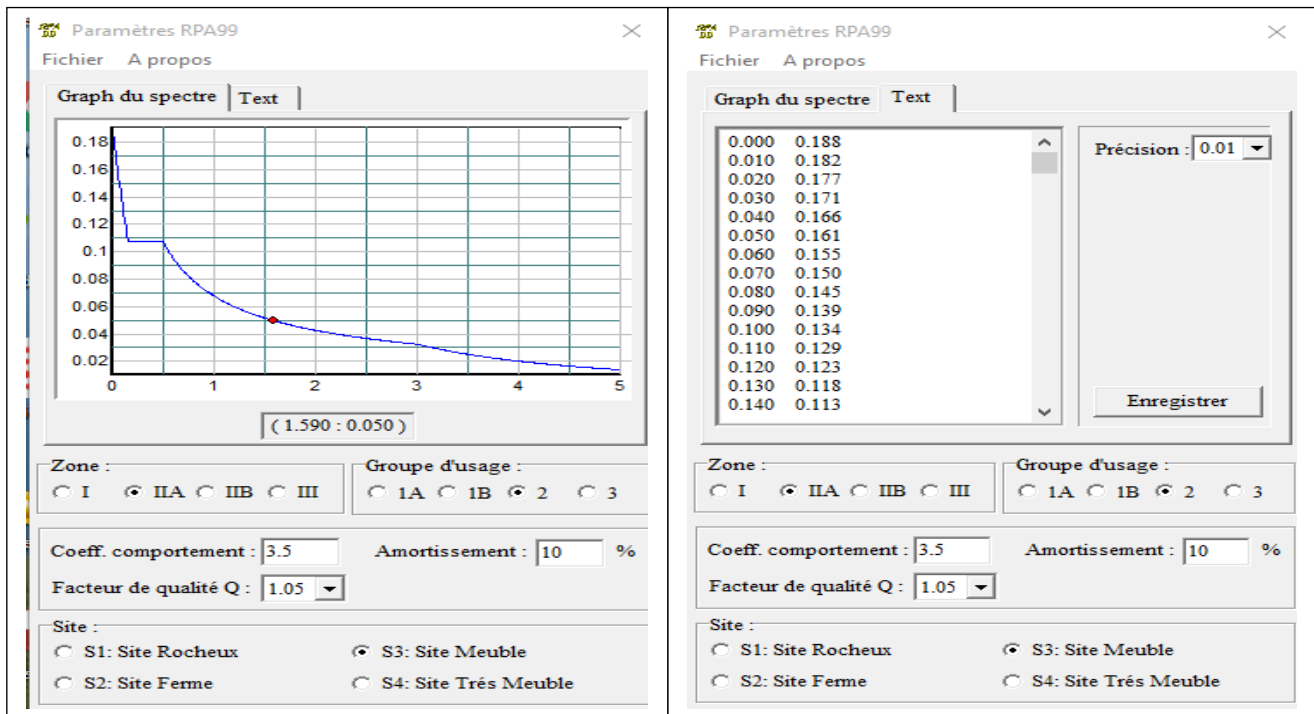


Fig- IV-13- introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponsesspectrum cases** → **Add New Spectru**

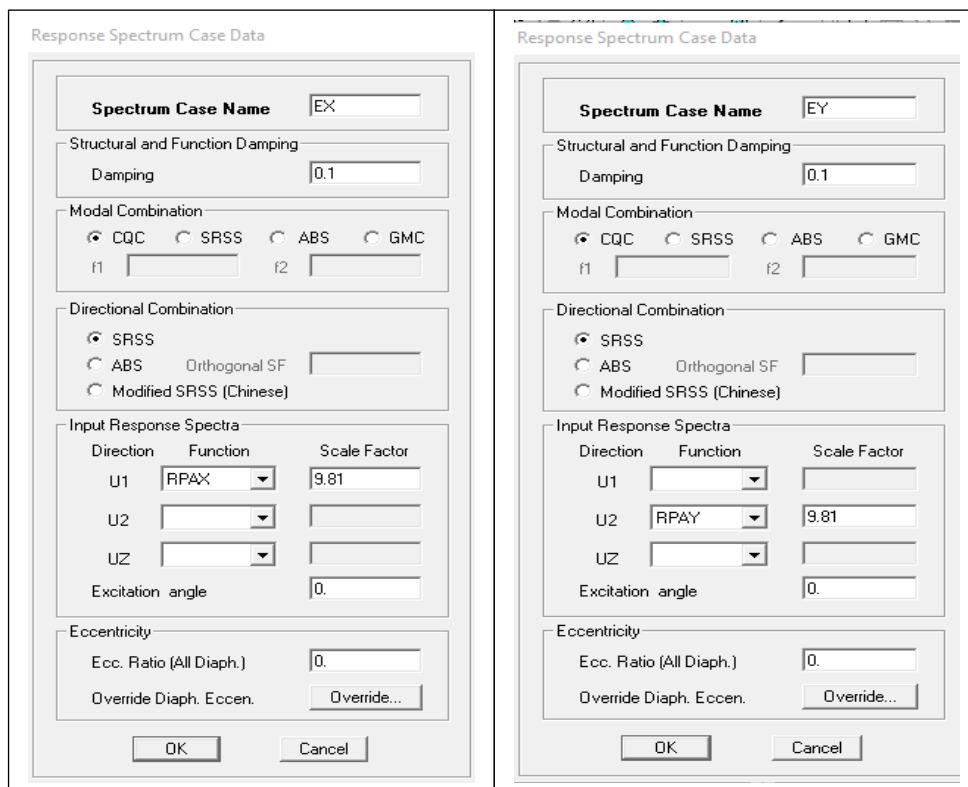


Fig- IV-14- Définition du chargement EX et EY (séisme)

Etape 5 : Introduction des combinaisons d'actions :

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

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

G + Q + Ex

G + Q - Ex

G + Q + Ey

G + Q - Ey

0.8G + Ex

0.8G - Ex

0.8G + Ey

0.8G - Ey

➤ **Combinaisons de poids :**

W = G + 0.2Q

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations Add** → **New Combo** → **Choisir le nom**
Définir les coefficients.

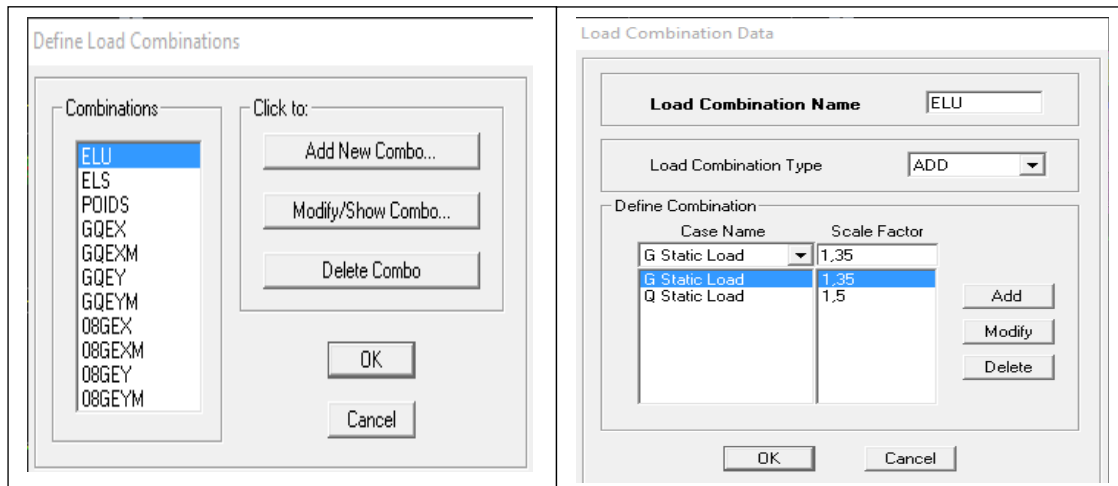


Fig-IV-15- Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Define → **masse source** → **fromloads**

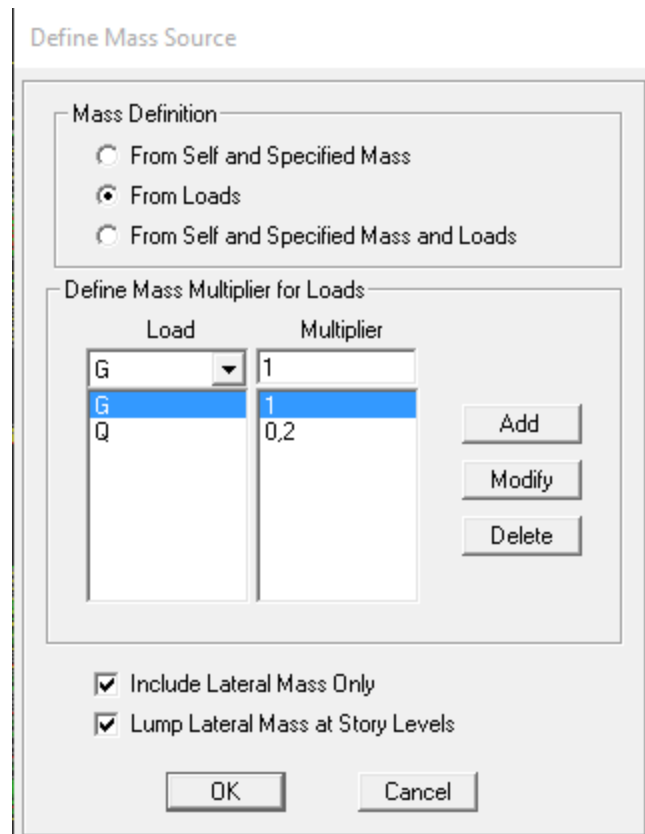


Fig-IV-16- Introduction de la masse source

Étape 6 : Dessiner les éléments de la structure

➤ Dessiner les poteaux :

Draw → **Draw line objects** → **Create columns in region or at Clicks (plan)** → choisir le nom de Poteau (un simple clic sur le point et le Poteau sera Dessiner).

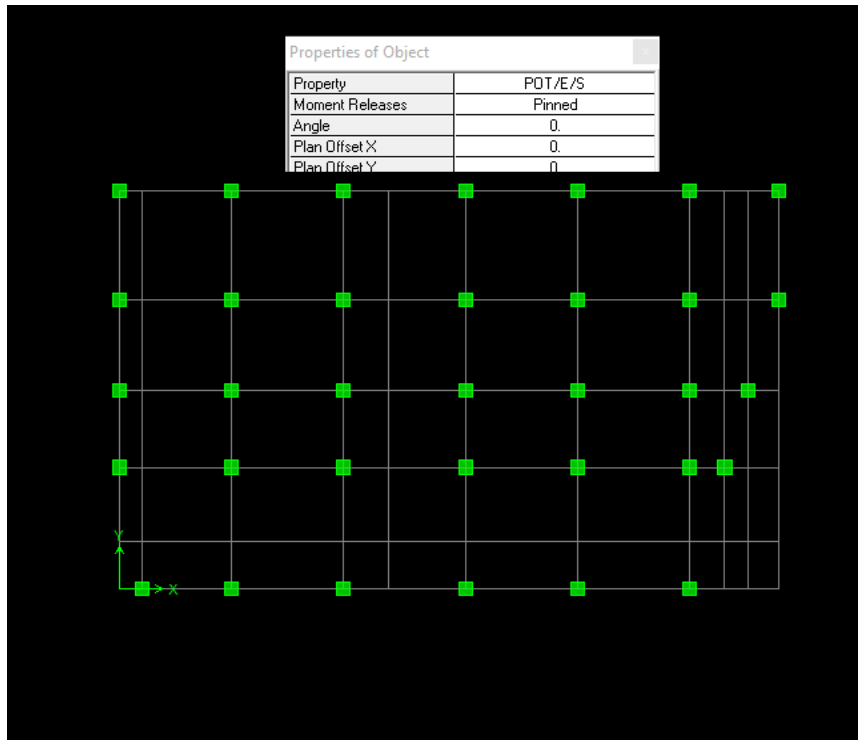


Fig-IV-17- Dessin des poteaux

➤ **Dessiner les poutres :**

Draw → **Draw line Objects** → **create line in region or at clicks (plan, elev, 3D)**

Choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)

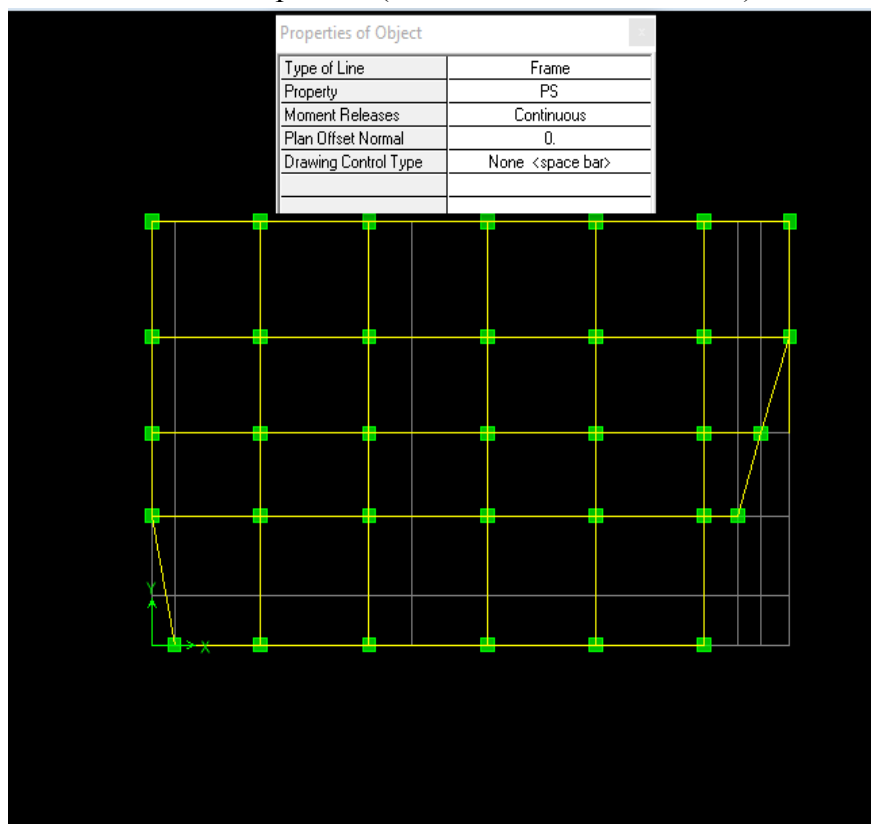


Fig-IV-18- Dessin des poutres

Pour copier les éléments a un autre étage identique

Edit → **Replicate Story** → cocher les étages identique **Ok**

➤ **Dessiner les voiles :**

Draw → **Draw area Objects** → **creatwall in region or at clicks**

(plan) → Simple cliquer sur l'axe considéré le voile sera dessiné

si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → **Draw area Objects** **drawwall (plan)**

Introduire la longueur de voile et dessiner

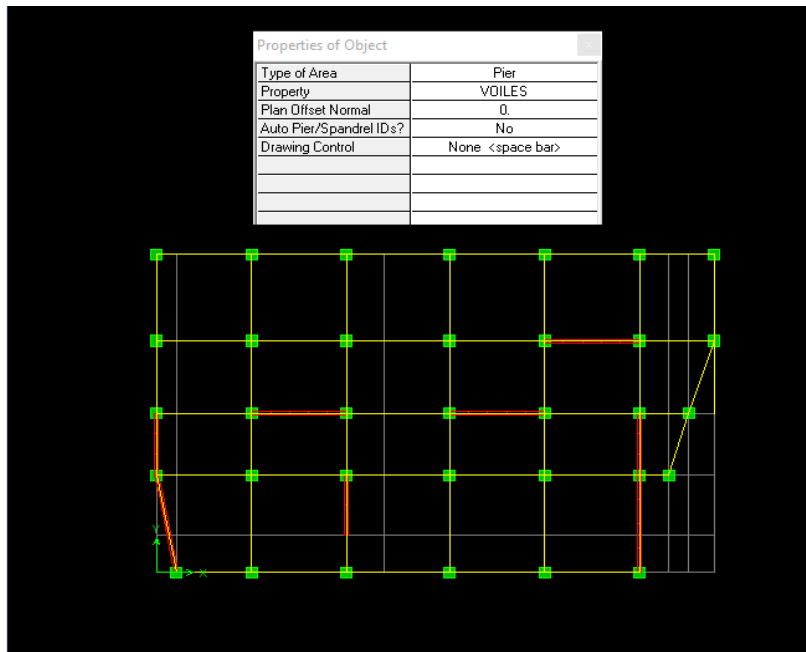


Fig -IV-19- Dessin des voiles

➤ **Dessiner les dalles pleines:**

Draw → **Draw area Objects** → **Draw Area (plan, elev,3D)**

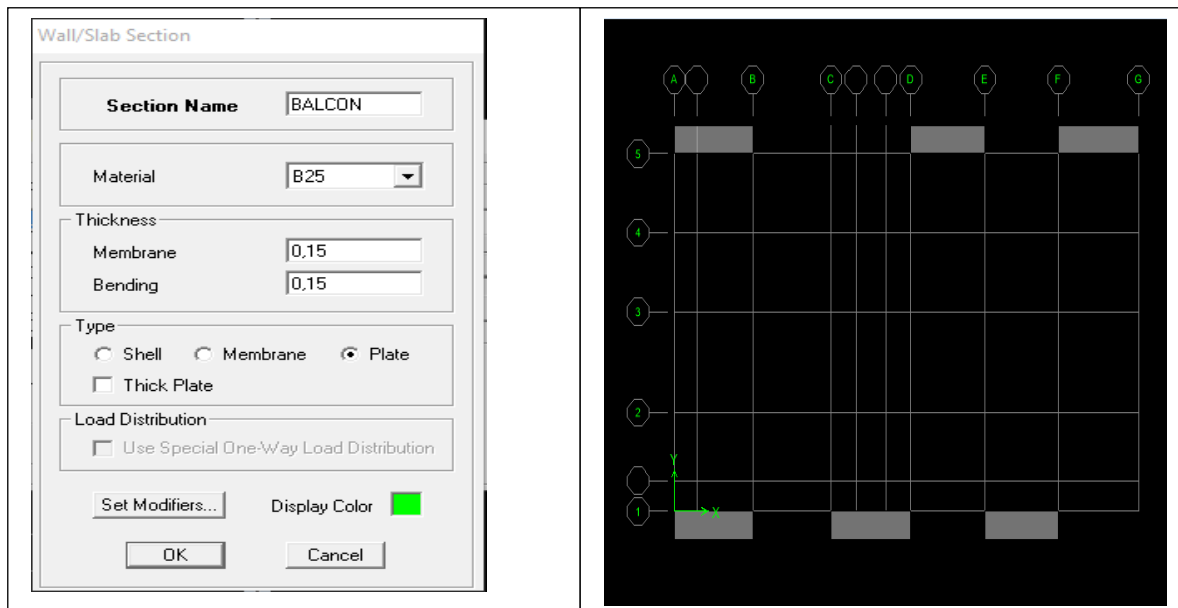


Fig-IV-20- Dessin des dalles pleines

➤ **Dessiner les planchers:**
 DrawDraw → area Objects → create Area at click (plan, elev)

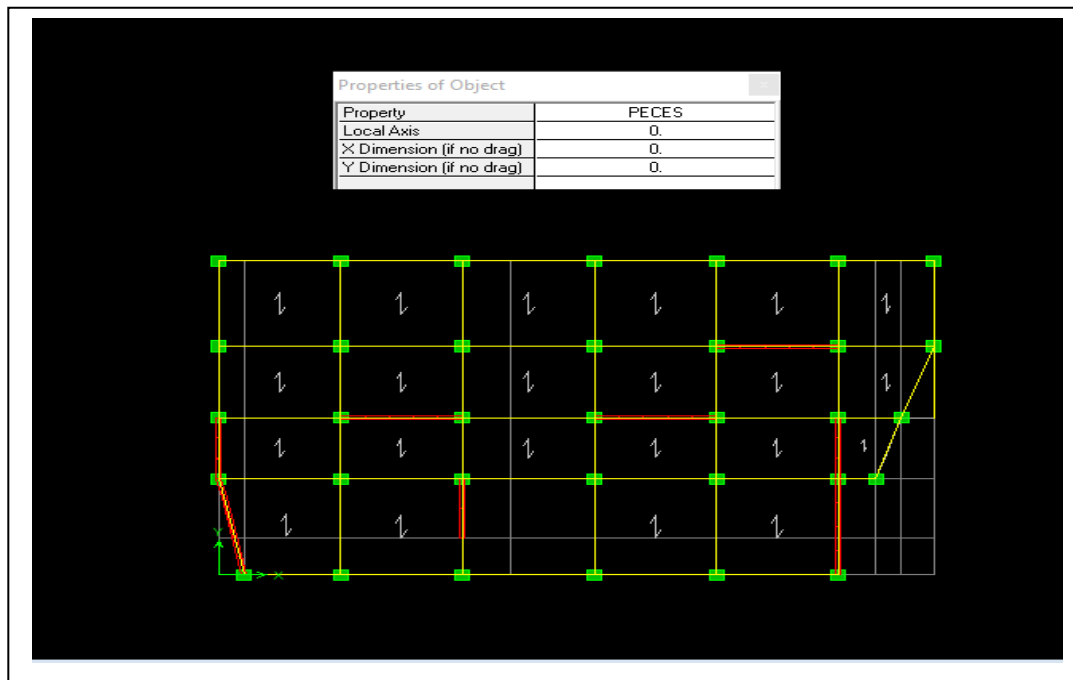


Fig-IV-21- Dessin des planchers

➤ **Encastrement de la base**
 Sélectionné la base de la structure → cocher l'encastrement → ok

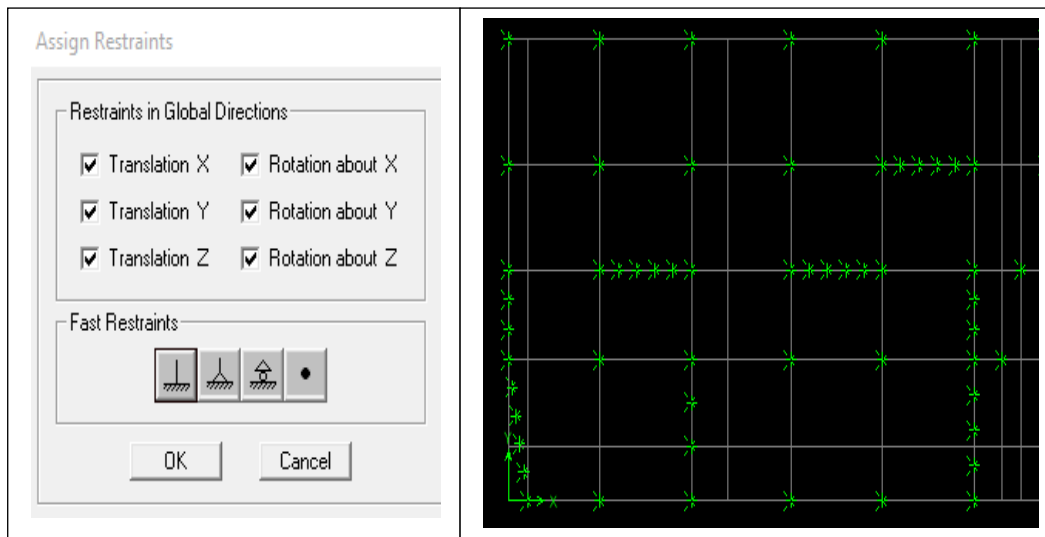


Fig-IV-22- Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure :

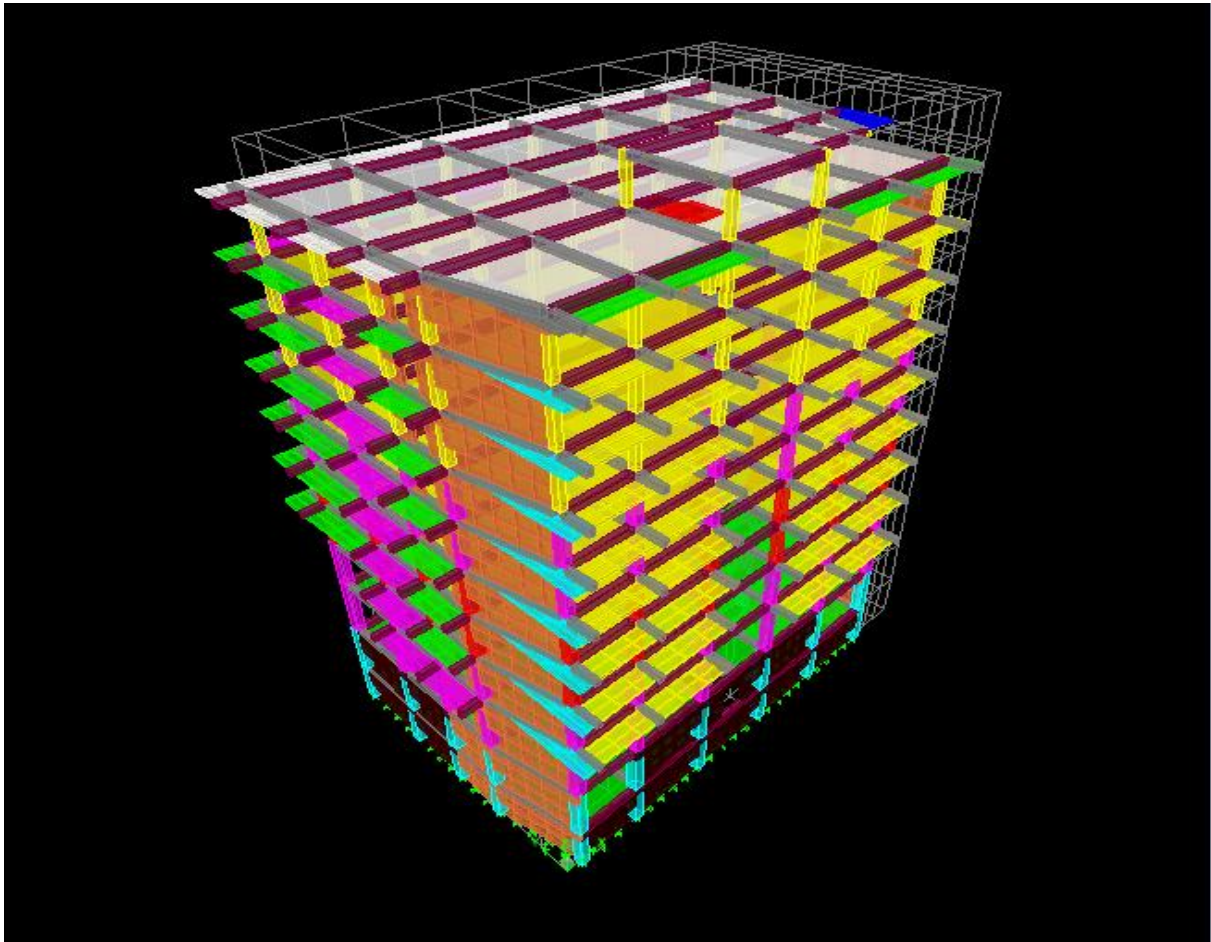


Fig-IV-23- Vue de la structure en 3D

Étape 7 : chargement de la structure.

Les dalles pleines :

- Les étages de service :
 - Les balcons : $G = 1.6 \text{ KN/ml}$
 $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$
 - Les PAF : $G = 1,58 \text{ KN/ml}$
 $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

- L'étage courant :
 - Les balcons : $G = 1.6 \text{ KN/ml}$
 $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$
 - Les PAF : $G = 1.58 \text{ KN/ml}$
 $Q = 1.5 \text{ KN/ml}$

- **L'étage terrasse :** } **DPT :** $G = 3.03 \text{ KN/ml}$
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- **Plancher terrasse :** $G = 6.23 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- **Plancher étage courant :** $G = 6.16 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- **Plancher étage de service :** $G = 6.16 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- **Chargement des balcons :**

Select → by wall/slab/deck → choisir balcon → 

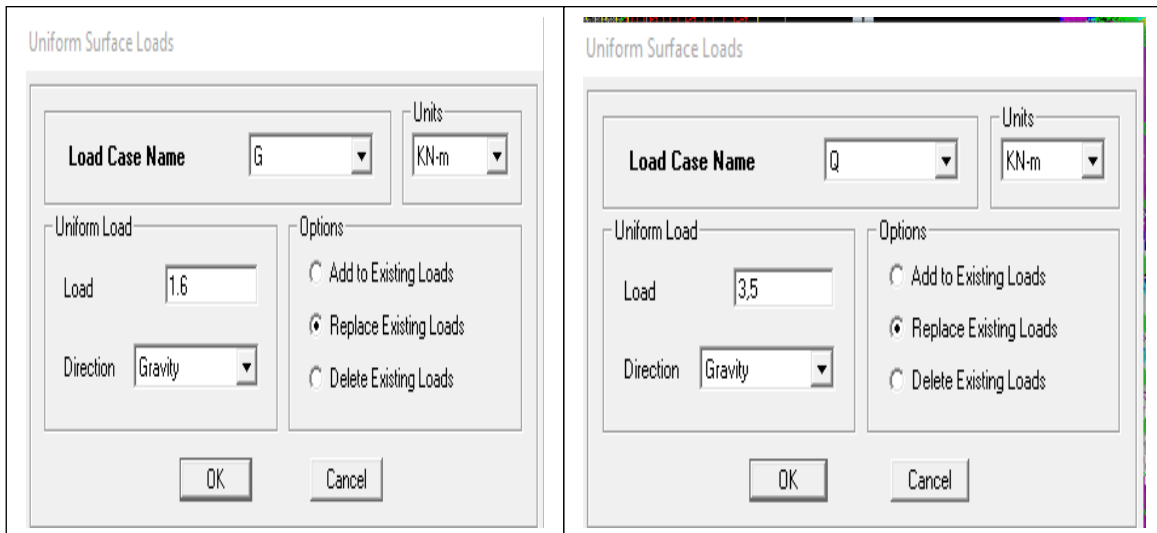


Fig-IV-24- Chargement de la dalle pleine

- **Chargement des planchers :**

C'est la même étape avec le balcon mais ici on va choisir de sélectionner le **plancher Terrasse et** après les **planchers étages** et introduire leurs valeur de G et Q

Etape 8 : spécification des conditions aux limites (diaphragmes).

Sélectionné en plans le premier étage  → **DA1Modify** → **Show DiaphragmOk**

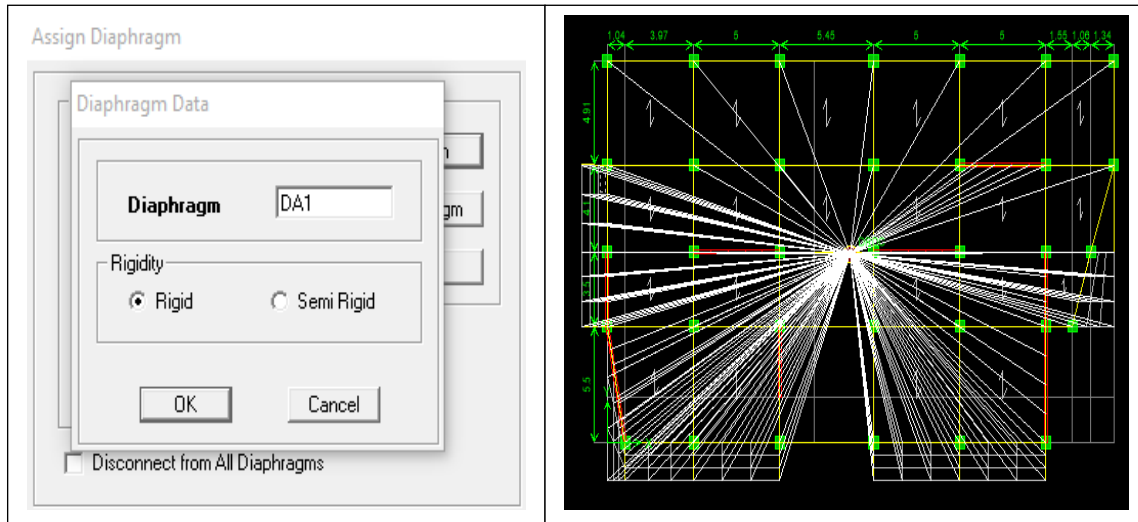


Fig-IV-25- Diaphragm de RDC

On fait la même chose pour les autres étages

- Analyse de la structure :

Analyse → set Analysis Option → Set Dynamic Paramètres → ok
 écrire le nombre de modes

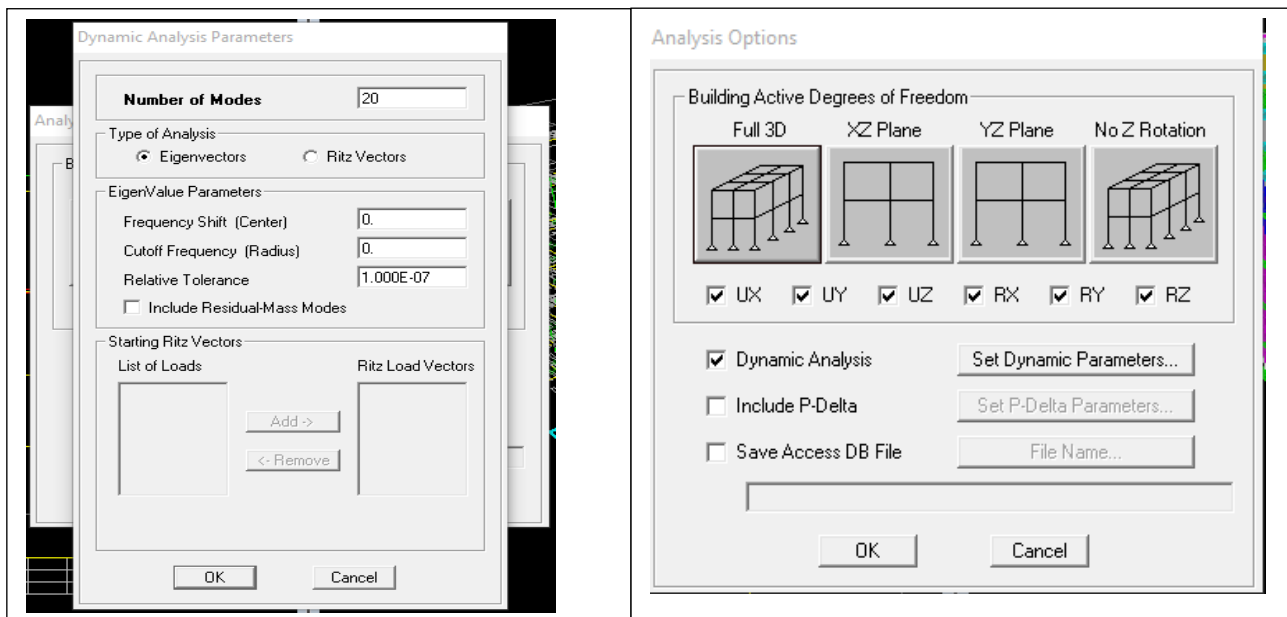


Fig -IV-26- Introduction de nombre de mode

Etape 9 exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour analyser On clique sur F5 ou Run analyse

Analyzing, Please Wait...



Fig- IV-27-Analyse de la structure

➤ Vérification des modes :

Display → Show table → Modal information → Modal Participating Mass Ratios

- Déplacement de la structure selon les modes :

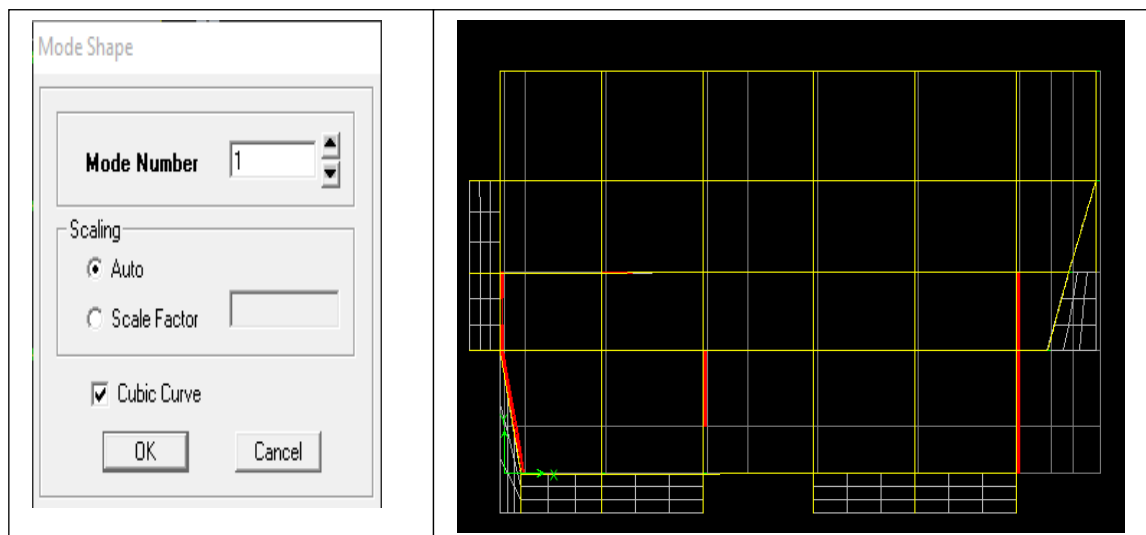


Fig -IV-28- Déplacement de la structure selon le mode 1

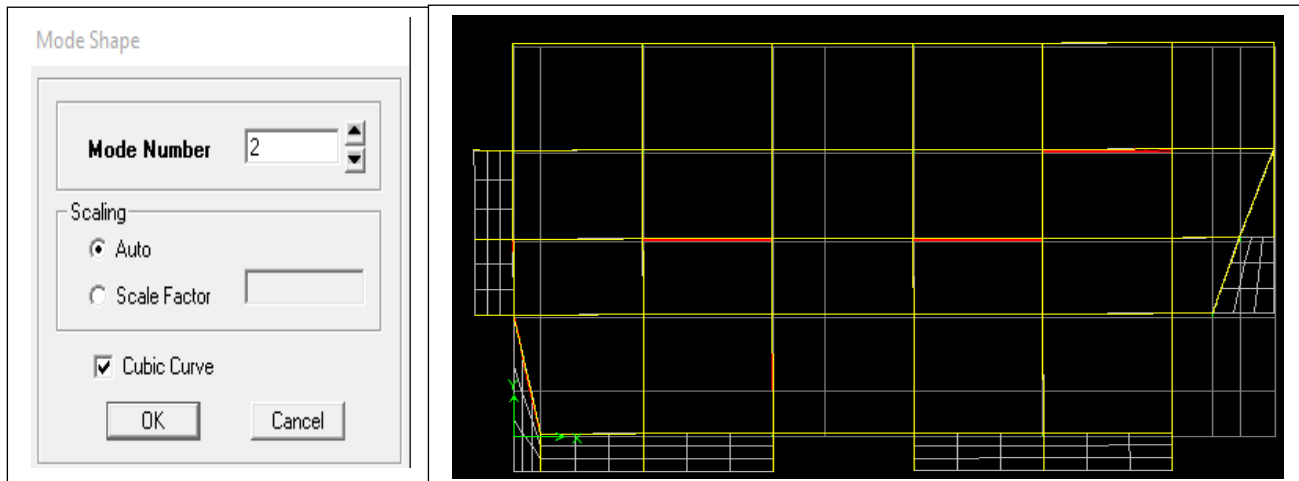


Fig -IV-29- Déplacement de la structure selon le mode 2

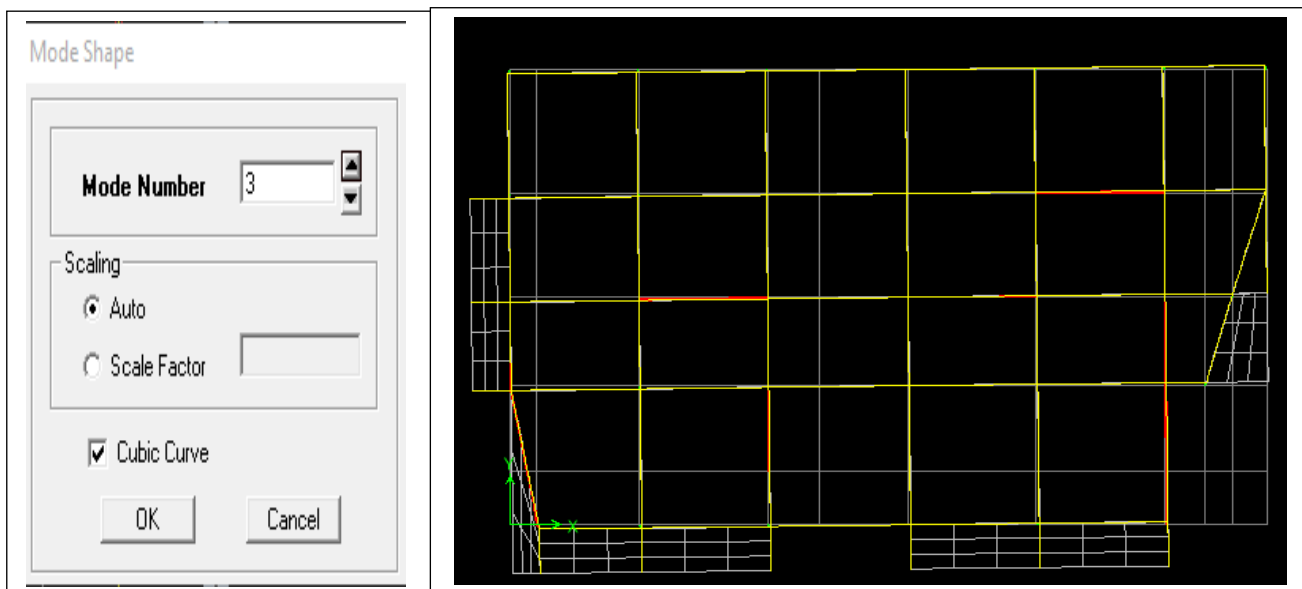


Fig -IV-30- Déplacement de la structure selon le mode 3

➤ **Déformée de la structure**

- Pour avoir la déformation de la structure



Show Deformed Shape → sélectionne une combinaison d'actions → **ok**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique.

➤ **Diagramme des efforts interne :**



Show Member forces/Stresses Diagram → **frame/pier/spandrel force**

Sélectionne une combinaison d'actions choisir → **moment 3.3** pour le moment et

shear2.2 pour l'effort tranchant.

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

• **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display Show tables.

Dans **Element Output** « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres) → **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

• **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les Mêmes étapes que pour les poutres.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** → « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du Niveau considéré, on appuie sur **show tables** « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond ausens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display Show** → **Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.

Enfin, dans **Draw Draw** → **Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

A decorative border resembling a scroll, with a horizontal bar at the top and two curved corners on the left side.

CHAPITRE V :
Vérification des
exigences du RPA

V. Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

V.1 Vérification de la période :

D'après logiciel étapes on a obtenu les périodes et les modes de vibration pour la structure: La période Max est de (0.83s) pour le 1^{ère} mode de vibration la période critique imposé par le RPA99 version 2003(article 4-6);est comme suit:

$$T_{cr} = C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 38.63\text{m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6(RPA).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $C_T=0.05$

D'ou :

$$T_{cr} = 0.05 \times 38.63^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0.77\text{s}$$

on doit vérifier :

$$T_{structure} = 0.83 < T = 1.3 \times 0.77 = 1.00\text{s} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{T_{structure}}{T_{cr}} < 1.3 \longrightarrow \frac{0.59}{0.52} = 1.13 < 1.3 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Mode	Period	UX	UY
1	0.838897	61.7779	0.3459
2	0.689368	0.3082	60.6831
3	0.562110	0.0919	1.7880
4	0.200809	14.3227	0.1807
5	0.164196	0.2159	16.9157
6	0.134542	0.0147	0.0493
7	0.090375	3.6761	0.2897
8	0.087727	0.4154	0.9750
9	0.079065	1.2561	0.2518
10	0.078271	0.2365	0.1320
11	0.073835	0.1568	5.3816
12	0.061493	0.0628	0.0699
13	0.056926	0.0003	0.0824
14	0.052471	3.3187	0.4529
15	0.048952	0.4047	4.4048
16	0.040119	0.1014	0.1473
17	0.038549	2.4144	1.3776
18	0.037002	1.2082	2.2711
19	0.031478	2.4676	1.1522
20	0.030816	1.3409	0.4888

Figure V.1. Vérification de la période par logiciel

V.2 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM - XCR \leq 5\% Ly.$$

$$YCM - YCR \leq 5\% Lx.$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
TERASSE	DT	13.849	9.285	13.15	8.837	0.699	0.448
SOUS-SOL	DSS	14.442	9.647	14.329	9.116	0.113	0.531
ENTRE-SOL	DES	14.407	9.534	14.205	10.468	0.202	-0.934
RDC	DRDC	14.128	8.902	13.51	9.507	0.618	-0.605
ETAGE07	D7	13.987	9.447	13.072	8.846	0.915	0.601
ETAGE06	D6	13.957	9.45	13.004	8.844	0.953	0.606
ETAGE05	D5	13.962	9.45	12.937	8.847	1.025	0.603
ETAGE04	D4	13.968	9.449	12.895	8.866	1.073	0.583
ETAGE03	D3	13.974	9.448	12.911	8.908	1.063	0.54
ETAGE02	D2	13.98	9.448	12.976	8.994	1.004	0.454
ETAGE01	D1	13.914	8.874	13.139	9.152	0.775	-0.278
TERASSE-1	DSM	12.735	2.75	12.589	3.368	0.146	-0.618

Figure V.2. Vérification de l'excentricité par logiciel

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que:

$$XCM - XCR \leq 5\% LX$$

Story	XCM	XCR	/XCM-XCR/	5 %Lx	condition
SOUS-SOL	14.442	14.329	0.113	1.498	vérifiée
ENTRE-SOL	14.407	14.205	0.202	1.498	vérifiée
RDC	14.128	13.51	0.618	1.498	vérifiée
ETAGE01	13.914	13.139	0.775	1.498	vérifiée
ETAGE02	13.98	12.976	1.004	1.498	vérifiée
ETAGE03	13.974	12.911	1.063	1.498	vérifiée
ETAGE04	13.968	12.895	1.073	1.498	vérifiée
ETAGE05	13.962	12.937	1.025	1.498	vérifiée
ETAGE06	13.957	13.004	0.953	1.498	vérifiée
ETAGE07	13.987	13.072	0.915	1.498	vérifiée
TERASSE	13.849	13.15	0.699	1.498	vérifiée
TERASSE-1	12.735	12.589	0.146	1.498	vérifiée

Tableau V.1: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$/YCM - YCR/ \leq 5\% LY$$

Story	YCM	YCR	/YCM-YCR/	5%Ly	condition
SOUS-SOL	9.285	8.837	0.531	0.928	vérifiée
ENTRE-SOL	9.647	9.116	-0.934	0.928	vérifiée
RDC	9.534	10.468	-0.605	0.928	vérifiée
ETAGE01	8.902	9.507	-0.278	0.928	vérifiée
ETAGE02	9.447	8.846	0.454	0.928	vérifiée
ETAGE03	9.45	8.844	0.54	0.928	vérifiée
ETAGE04	9.45	8.847	0.583	0.928	vérifiée
ETAGE05	9.449	8.866	0.603	0.928	vérifiée
ETAGE06	9.448	8.908	0.606	0.928	vérifiée
ETAGE07	9.448	8.994	0.601	0.928	vérifiée
TERASSE	8.874	9.152	0.448	0.928	vérifiée
TERASSE-1	2.75	3.368	-0.618	0.928	vérifiée

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

V.3 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.838897	61.7779	0.3459	0.0000	61.7779	0.3459
2	0.689368	0.3082	60.6831	0.0000	62.0861	61.0289
3	0.562110	0.0919	1.7880	0.0000	62.1780	62.8169
4	0.200809	14.3227	0.1807	0.0000	76.5007	62.9976
5	0.164196	0.2159	16.9157	0.0000	76.7166	79.9133
6	0.134542	0.0147	0.0493	0.0000	76.7313	79.9627
7	0.090375	3.6761	0.2897	0.0000	80.4075	80.2523
8	0.087727	0.4154	0.9750	0.0000	80.8228	81.2274
9	0.079065	1.2561	0.2518	0.0000	82.0790	81.4792
10	0.078271	0.2365	0.1320	0.0000	82.3154	81.6111
11	0.073835	0.1568	5.3816	0.0000	82.4722	86.9928
12	0.061493	0.0628	0.0699	0.0000	82.5351	87.0627
13	0.056926	0.0003	0.0824	0.0000	82.5353	87.1451
14	0.052471	3.3187	0.4529	0.0000	85.8541	87.5981
15	0.048952	0.4047	4.4048	0.0000	86.2588	92.0029
16	0.040119	0.1014	0.1473	0.0000	86.3603	92.1502
17	0.038549	2.4144	1.3776	0.0000	88.7746	93.5279
18	0.037002	1.2082	2.2711	0.0000	89.9829	95.7989
19	0.031478	2.4676	1.1522	0.0000	92.4504	96.9511
20	0.030816	1.3409	0.4888	0.0000	93.7913	97.4399

Figure V.3 : Pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au 19^{ème} mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

V.4 Justification du système de contreventement :

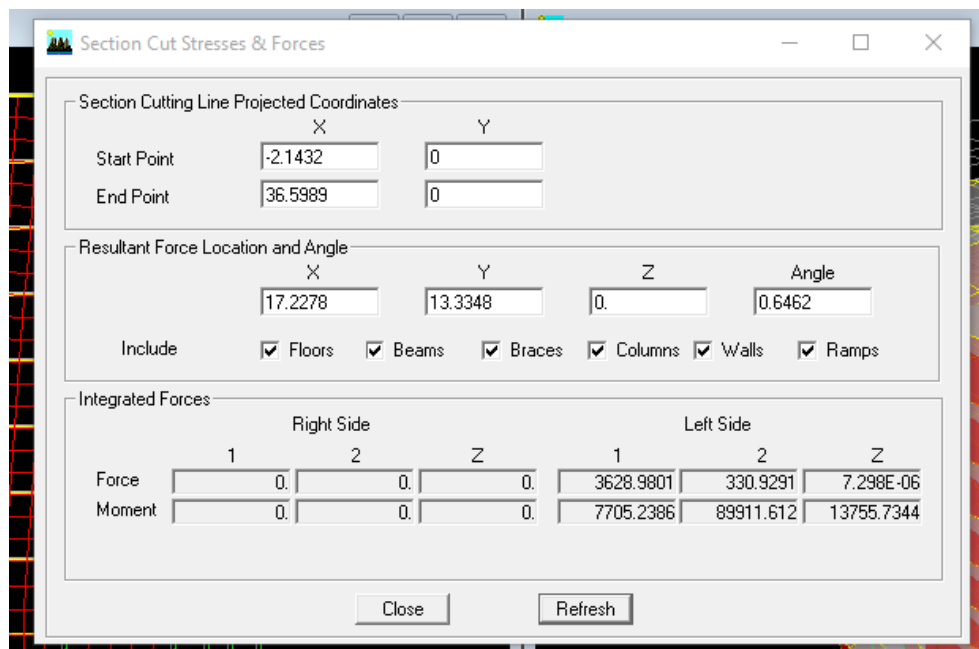
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

1-sous les efforts horizontaux

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :
Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :
Draw → Draw Section Cut

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



**Figure V.4 : Pourcentage des voiles et les portiques
Sous les charges horizontales**

Ensuite, on clique sur *Refresh* et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases *columns, floors, beams, braces, ramps* et on clique sur *refresh* comme indiqué sur l'image suivante :

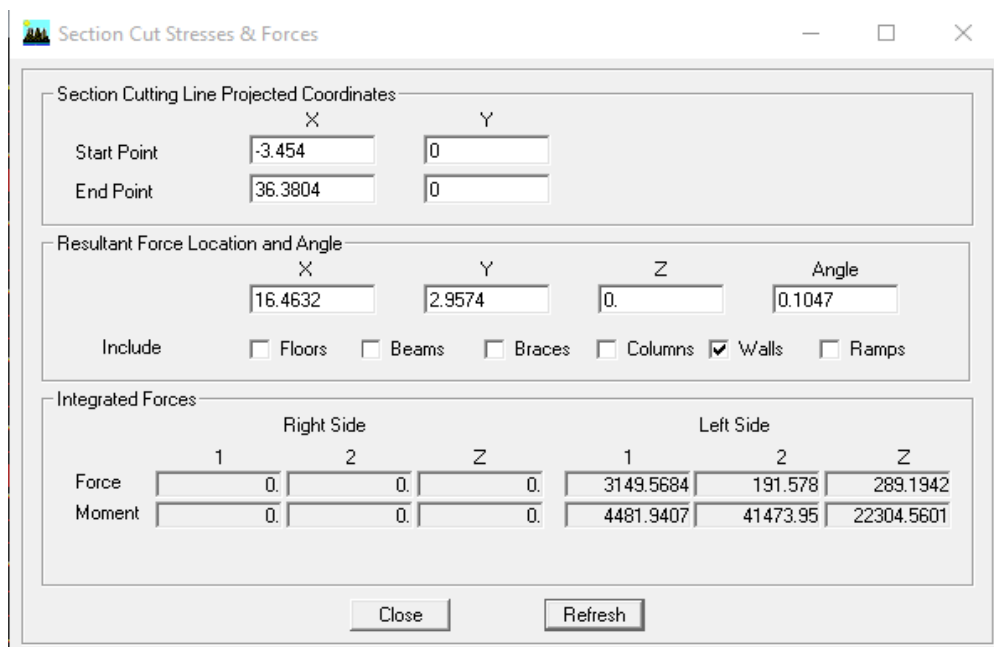


Figure V.5 : Pourcentage des voiles sous les charges horizontales

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2.).

• **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
<u>sens EX</u>	3628.9801	100	3149.5684	86.78	479.41	13.22
<u>sens EY</u>	4042.6333	100	3126.3475	77.33	916.28	22.67

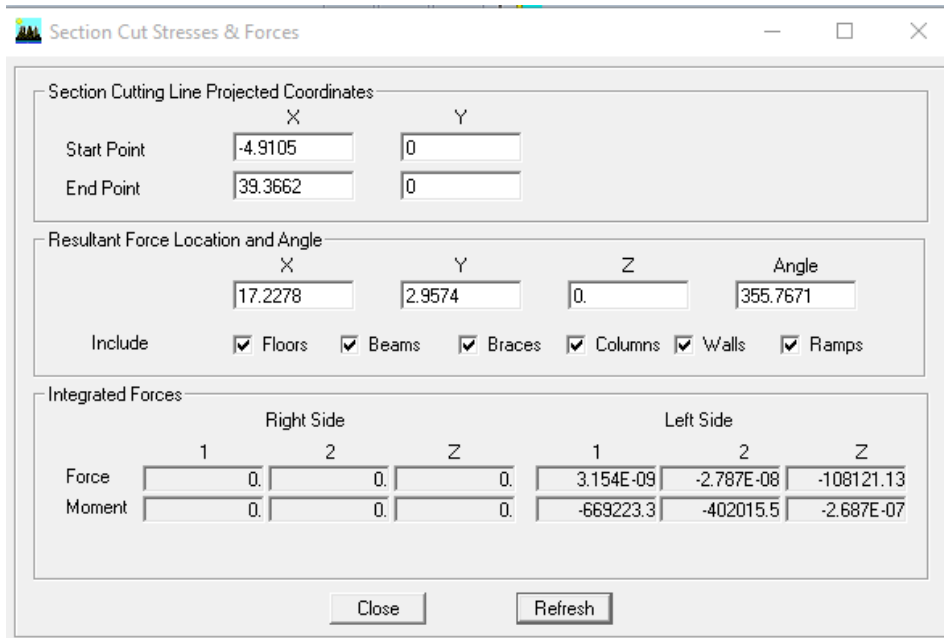
Tableau V.6. Récapitulatif du résultat de charges horizontales.

2-sous les efforts verticaux :

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur : **Display → show Deformed shape → Load: ELU**
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec : **Draw → Draw Section Cut**

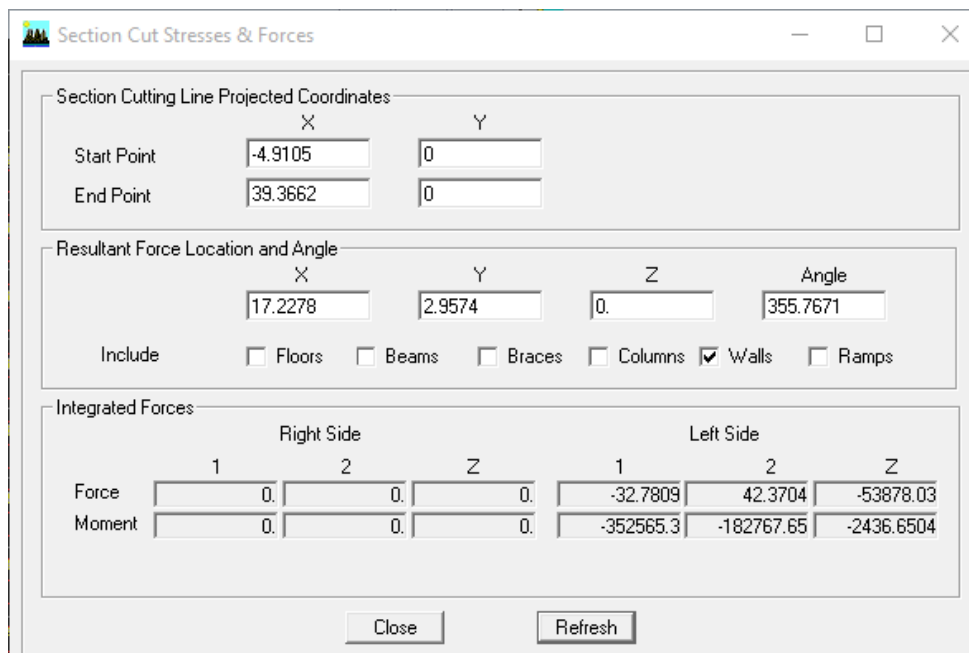
Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



**Figure V.6 : Pourcentage des voiles et les portiques
Sous les charges verticales**

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-z**) : c’est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l’image suivante :



**Figure V.7: Pourcentage des voiles sous
Les charges horizontales**

- **Récapitulatif des résultats :**

Unité	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
	KN	%	KN	%	KN	%
sens XX'	108121.13	100	53878.03	49.90	479.41	50.1
sens YY'	108121.13	100	54243.1	50.16	916.28	49.84

Tableau V.7. Récapitulatif du résultat de charges verticales.

Conclusion :

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que :

La majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

Et $\geq 25\%$ pour les charges horizontaux

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.

V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après (RPA V.2003 /Art 4.3.6) 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 .

Remarque

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par robot

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

- W_{GI} : Poids du aux charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.
- W_{QI} : Charges d'exploitations
- β : Coefficient de pondération qui vaut dans notre cas 0,2

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q=1+\Sigma Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critère q	Pq	
	Observé	Facteur
Conditions minimales sur les files de contreventement.	NON	0
Redondance en plan.	NON	0
Régularité en plan.	OUI	0.05
Régularité en élévation.	NON	0
Contrôle de qualité des matériaux	NON	0
Contrôle de la qualité	NON	0

Tableau V.8. Facteur d'amplification dynamique moyen

D'où : **Q = 1,05**

- **Coefficient d'accélération de zone A:**

dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{D'après le tableau (Tab 4.1)} \\ \text{Zone sismique : Iia} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0.15$$

- **Facteur d'amplification moyen D :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T(\text{Mode1})_{\text{etabs}} = 0.83[s].$$

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par

le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).

Dans notre cas : Site 3 \rightarrow T2 = 0,5[s] (Site meuble)

$$T_2 = 0.5s < T_{\text{etabs}} = 0.83s < 3s \quad \longrightarrow \quad D_x = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

Tableau V.9. Coefficients d'amortissement.

Nous avons des voiles en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide

Donc on prend :

$$\xi = 10 \quad \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad \eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0.76 \geq 0.7$$

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$condition vérifiée

$$\text{Alors:} \quad D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.83}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.3.$$

- **Calcul du poids total de la structure W_t :**

Story	Load	Loc	P
TERASSE-1	POIDS	Bottom	356.63
TERASSE	POIDS	Bottom	7218.84
ETAGE07	POIDS	Bottom	13196.47
ETAGE06	POIDS	Bottom	19174.11
ETAGE05	POIDS	Bottom	25262.29
ETAGE04	POIDS	Bottom	31350.55
ETAGE03	POIDS	Bottom	37562.36
ETAGE02	POIDS	Bottom	43772.18
ETAGE01	POIDS	Bottom	49902.4
RDC	POIDS	Bottom	56470.48
ENTRE-SOL	POIDS	Bottom	63877.93
SOUS-SOL	POIDS	Bottom	71015.72

Figure V.8 : Poids total de la structure

À partir de logiciel ETABS → **Wt :71015.72KN**

Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.35
Facteur de qualité Q	1.05
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	71015.72

Tableau V.10. Coefficients calculé.

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.05}{3.5} \times 71015.72 = 4314.205 \text{KN}$$

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

	Story	Load	Loc	P	VX
	TERASSE-1	EX	Top	0.00	70.36
	TERASSE-1	EX	Bottom	0.00	70.36
	TERASSE	EX	Top	0.00	884.17
▶	TERASSE	EX	Bottom	0.00	884.17
	ETAGE07	EX	Top	0.00	1477.35
	ETAGE07	EX	Bottom	0.00	1477.35
	ETAGE06	EX	Top	0.00	1932.98
	ETAGE06	EX	Bottom	0.00	1932.98
	ETAGE05	EX	Top	0.00	2316.51
	ETAGE05	EX	Bottom	0.00	2316.51
	ETAGE04	EX	Top	0.00	2643.02
	ETAGE04	EX	Bottom	0.00	2643.02
	ETAGE03	EX	Top	0.00	2928.07
	ETAGE03	EX	Bottom	0.00	2928.07
	ETAGE02	EX	Top	0.00	3166.14
	ETAGE02	EX	Bottom	0.00	3166.14
	ETAGE01	EX	Top	0.00	3358.93
	ETAGE01	EX	Bottom	0.00	3358.93
	RDC	EX	Top	0.00	3503.12
	RDC	EX	Bottom	0.00	3503.12
	ENTRE-SOL	EX	Top	0.00	3607.45
	ENTRE-SOL	EX	Bottom	0.00	3607.45
	SOUS-SOL	EX	Top	0.00	3691.12
	SOUS-SOL	EX	Bottom	0.00	3691.12

Figure V.6. Effort tranchant de sens X-X' donné par logiciel

	Story	Load	Loc	P	VY
▶	TERASSE-1	EY	Top	0.00	75.20
	TERASSE-1	EY	Bottom	0.00	75.20
	TERASSE	EY	Top	0.00	957.49
	TERASSE	EY	Bottom	0.00	957.49
	ETAGE07	EY	Top	0.00	1630.22
	ETAGE07	EY	Bottom	0.00	1630.22
	ETAGE06	EY	Top	0.00	2136.40
	ETAGE06	EY	Bottom	0.00	2136.40
	ETAGE05	EY	Top	0.00	2566.72
	ETAGE05	EY	Bottom	0.00	2566.72
	ETAGE04	EY	Top	0.00	2932.65
	ETAGE04	EY	Bottom	0.00	2932.65
	ETAGE03	EY	Top	0.00	3246.86
	ETAGE03	EY	Bottom	0.00	3246.86
	ETAGE02	EY	Top	0.00	3509.84
	ETAGE02	EY	Bottom	0.00	3509.84
	ETAGE01	EY	Top	0.00	3718.36
	ETAGE01	EY	Bottom	0.00	3718.36
	RDC	EY	Top	0.00	3884.93
	RDC	EY	Bottom	0.00	3884.93
	ENTRE-SOL	EY	Top	0.00	4011.24
	ENTRE-SOL	EY	Bottom	0.00	4011.24
	SOUS-SOL	EY	Top	0.00	4126.73
	SOUS-SOL	EY	Bottom	0.00	4126.73

Figure V.7. Effort tranchant de sens Y-Y' donné par logiciel

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x \text{ dyn} = 3691.12 \text{KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = 4126.73 \text{KN}$$

- Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{X_{statique}} = 4314.205KN \quad 0,8 V = 0,8 \times 4314.205 = 3451.36 KN$$

$$V_{xdyn} = 3691.12 > 80\% V = 3451.36KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y_{dyn}} = 4126.73 > 80\% V = 3451.36 KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : VETABS > 0.8 VMSE ⇒ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

V.6.Vérification les déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 version 2003(Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

- Suivant EX :

Story	UX (cm)	R (coefficient de comportement.)	$\delta_{ek} * R$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	he(m)	1% he (cm)	condition
TERASSE-1	1.98	3.5	6.93	0.245	2.5	2.5	vérifiée
TERASSE	1.91	3.5	6.685	0.7	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE07	1.71	3.5	5.985	0.77	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE06	1.49	3.5	5.215	0.805	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE05	1.26	3.5	4.41	0.77	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE04	1.04	3.5	3.64	0.805	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE03	0.81	3.5	2.835	0.77	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE02	0.59	3.5	2.065	0.7	3.06	3.06	vérifiée
ETAGE01	0.39	3.5	1.365	0.665	3.06	3.06	vérifiée
RDC	0.2	3.5	0.7	0.595	3.40	3.40	vérifiée
ENTRE-SOL	0.03	3.5	0.105	0.07	4.08	4.08	vérifiée
SOUS-SOL	0.01	3.5	0.035	0.035	3.06	3.06	vérifiée

Tableau V.10 déplacements relatifs selon x

- Suivant EY :

Story	UY (cm)	R (coefficient de comportement.)	$\delta_{ek} * R$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	he(m)	1% he (cm)	condition
TERASSE-1	1.54	3.5	5.39	0.35	2.5	2.5	
TERASSE	1.44	3.5	5.04	0.56	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE07	1.28	3.5	4.48	0.595	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE06	1.11	3.5	3.885	0.595	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE05	0.94	3.5	3.29	0.595	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE04	0.77	3.5	2.695	0.595	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE03	0.6	3.5	2.1	0.56	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE02	0.44	3.5	1.54	0.49	3.06	3.06	vérifiée
ETAGE01	0.3	3.5	1.05	0.49	3.06	3.06	vérifiée
RDC	0.16	3.5	0.56	0.42	3.40	3.40	vérifiée
ENTRE-SOL	0.04	3.5	0.14	0.105	4.08	4.08	vérifiée
SOUS-SOL	0.01	3.5	0.035	0.035	3.06	3.06	vérifiée

Tableau V.11 déplacements relatifs selon Y'-Y

V.7 Vérification Déplacement maximale :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

Avec :

HT : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

$\delta_{Max}=0.02 \leq f=38.03/500=0.07$ **Condition vérifiée**

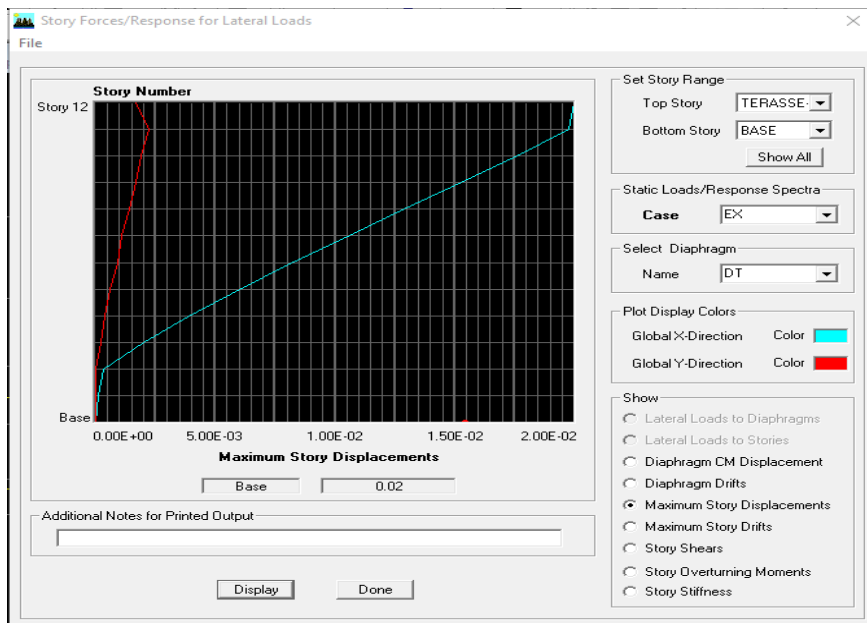


Figure V.8. Déplacement maximal dans le sens x-

Suivant E_y :

$\delta_{Max}=0.02 \leq f=38.03/500=0.07$ Condition vérifiée

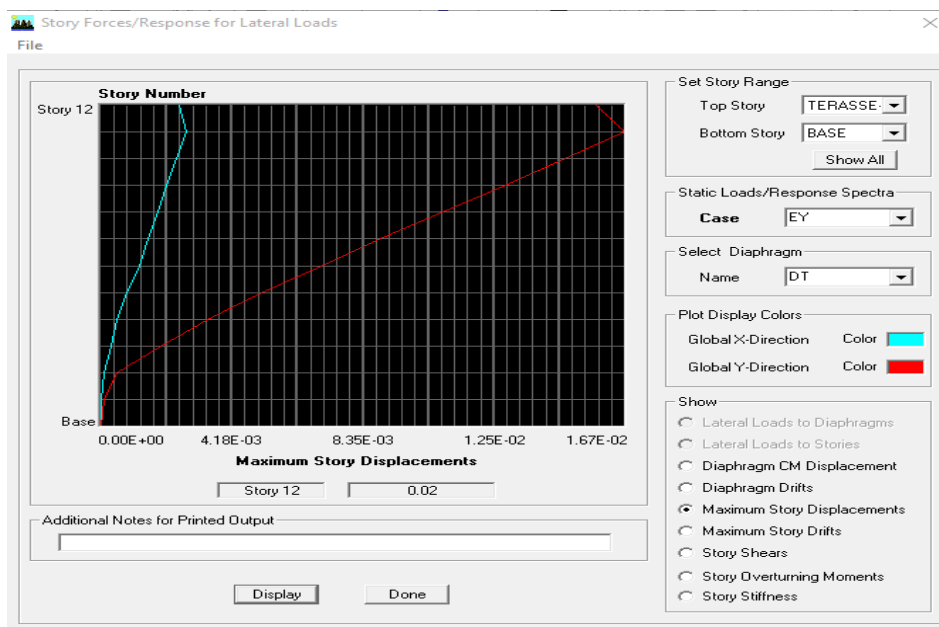


Figure V.9 Déplacement maximal dans le sens y-y

V. 8 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

- Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligés.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids de l'étage «k»

V_k :effort tranchant d'étage «k»

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

H_k : hauteur d'étage «k».

Story	P_k	H_k (cm)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_k(x)$ (cm)	$V_k(x)$	θ_x	$\Delta_k(y)$	$V_k(y)$	θ_y
TERASSE-1	356.63	250	0.245	70.36	0.0050	0.35	75.2	0.0066
TERASSE	7218.84	306	0.7	884.17	0.0187	0.56	957.49	0.0138
ETAGE07	13196.47	306	0.77	1477.35	0.0225	0.595	1630.22	0.0157
ETAGE06	19174.11	306	0.805	1932.98	0.0261	0.595	2136.4	0.0175
ETAGE05	25262.29	306	0.77	2316.51	0.0274	0.595	2566.72	0.0191
ETAGE04	31350.55	306	0.805	2643.02	0.0312	0.595	2932.65	0.0208
ETAGE03	37562.36	306	0.77	2928.07	0.0323	0.56	3246.86	0.0212
ETAGE02	43772.18	306	0.7	3166.14	0.0316	0.49	3509.84	0.0200
ETAGE01	49902.4	340	0.665	3358.93	0.0291	0.49	3718.36	0.0193
RDC	56470.48	408	0.595	3503.12	0.0235	0.42	3884.93	0.0150
ENTRE-SOL	63877.93	357	0.07	3607.45	0.0035	0.105	4011.24	0.0047
SOUS-SOL	71015.72	306	0.035	3691.12	0.0022	0.035	4126.73	0.0066

Tableau-V.12: Vérification de l'effet P- Δ

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**V. 9 vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :
(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).**

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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

- **Poteaux 60*60**

$$N_d = 2767.67 \text{ KN}$$

$$V = \frac{2767.67 \times 10^3}{600 \times 600 \times 25} = 0,30 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

A decorative border resembling a scroll, with a thick top edge and rounded corners. The top-left and bottom-left corners feature a scroll-like flourish.

CHAPITRE VI :
Ferraillage des
poutres.

INTRODUCTION

Les poutres seront ferrillées à l'ELU en flexion simple et vérifiées à l'ELS.

La sollicitation maximale est déterminée par les combinaisons suivantes :

$$a- 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow \text{ELU}$$

$$b- G + Q \pm E \rightarrow \text{RPA 2003}$$

$$0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA 2003}$$

VI.1) Recommandation du RPA99 version 2003 :**VI.1.1) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre est de : 0.5 % en tout section.

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 6 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ **En zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

⇒ **En zone de recouvrement :**

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

-Les cadres de nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constituées de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, la direction de recouvrement de ces U doivent être alterné.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

VI.1.2) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est données comme suit :

$$S_t = \min(h/4 ; 12\Phi) \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

La valeur de diamètre Φ_l des armatures longitudinales a apprendre est le plus petit diamètre utiliser et, dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

VI.1.3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

$$\text{Soit } \mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée

- **Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :**

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- **Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) :**

$$\mu_b > \mu_l = 0,392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

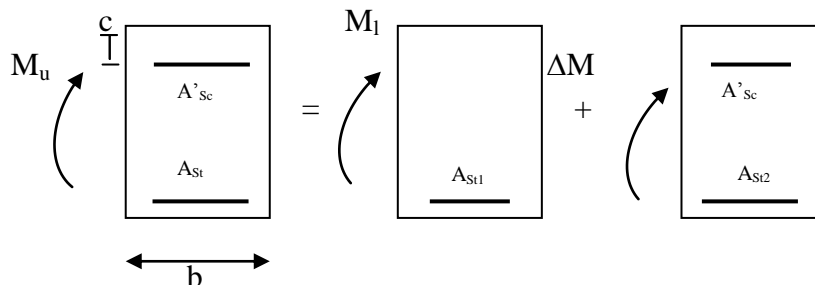


Fig.VI-1) ferrailage la poutre doublement armée

A_{st} : La section d'acier inférieure tendue,

A'_{sc} : La section d'acier supérieure comprimée.

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

$$A'_{sc} = A_{st2} \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

Le calcul des sections d'armatures est donné par les tableaux récapitulatifs suivants :

VI.1.3.1) Etude des poutres principales :

A. Les poutres principales adhérees aux voiles :

		M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (CM ²)	A_{min} (CM ²)	A_{adop} (CM ²)	Ferrailage
Poutre Principale	En Travée	64.652	0.086	SSA	0.955	4.63	6.75	6.03	3HA16
	Aux Appuis	137.104	0.182	SSA	0.899	10.43	6.75	10.65	3HA14+3HA16

Tableau VI.1 Calcul de ferrailage pour poutres principales adhérees aux voiles

B-Les poutres principales non adhéree aux voiles :

		M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (CM ²)	A_{min} (CM ²)	A_{adop} (CM ²)	Ferrailage
Poutre Principale	En Travée	74.529	0.10	SSA	0.947	4.68	6.75	6.03	3HA16
	Aux Appuis	121.243	0.105	SSA	0.944	7.64	6.75	8.01	3HA14+3HA12

Tableau VI.2 Calcul de ferrailage pour poutres principales non adhérees aux voiles

VI.1.3.1) Etude des poutres secondaire :

A. Les poutres principales adhérees aux voiles :

		M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (CM ²)	A_{min} (CM ²)	A_{adop} (CM ²)	Ferrailage
Poutre Secondaire	En Travée	61.035	0.104	SSA	0.945	5.01	6.00	6.03	3HA16
	Aux Appuis	78.672	0.134	SSA	0.928	6.58	6.00	8.01	3HA14+3HA12

Tableau VI.3 Calcul de ferrailage pour poutres secondaire adhérees aux voiles

B-Les poutres secondaires non adhéree aux voiles :

		M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (CM ²)	A_{min} (CM ²)	A_{adop} (CM ²)	Ferrailage
Poutre Secondaire	En Travée	53.815	0.060	SSA	0.969	3.75	6.00	4.62	3HA14
	Aux Appuis	28.906	0.032	SSA	0.984	1.98	6.00	3.39	3HA12

Tableau VI.4 Calcul de ferrailage pour poutres secondaire non adhérees aux voiles

- **Poutre principale :**

En travée : $A_s = 3T16 + 3T16 = 12.06 > A_{min}$

En Appui : $A_s = 3T14 + 3T12 + 3T14 + 3T16 = 18.66 > A_{min}$

- **Poutre secondaire :**

En travée : $A_s = 3T16 + 3T14 = 10.65 > A_{min}$

En Appui : $A_s = 3T14 + 3T12 + 3T12 = 11.4 > A_{min}$

- **Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99]**

- **Poutres principales :**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Justification de l'âme sous l'effort tranchant : [Art A.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]:**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

- Poutres principales :**

- **Adhéree aux voiles** : $\tau_u = \frac{135.62 \times 0.001}{0.3 \times 0.420} = 1,07 \text{ MPa}$

- **Non adhéree aux voiles** : $\tau_u = \frac{146.33 \times 0.001}{0.3 \times 0.420} = 1,16 \text{ Mpa}$

- Poutres secondaires :**

- **Adhéree aux voiles** : $\tau_u = \frac{65.12 \times 0.001}{0.3 \times 0.370} = 0.58 \text{ MPa}$

- **Non adhéree aux voiles** : $\tau_u = \frac{47.96 \times 0.001}{0.3 \times 0.370} = 0.43 \text{ Mpa}$

- **Etat limite ultime du béton de l'âme : [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]:**

$\tau_u = T_u^{\max} / bd < \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$ pour des fissurations peu préjudiciables.

-Poutre principales:

- Adhérée aux voiles : $\tau_u = 1.07\text{MPa} \leq 3.3\text{Mpa} \rightarrow$ Condition vérifiée
- Non adhéree aux voiles : $\tau_u = 1.16\text{Mpa} \leq 3.3\text{Mpa} \rightarrow$ Condition vérifiée

-Poutre secondaires:

- Adhérée aux voiles : $\tau_u = 0.58\text{MPa} \leq 3.3\text{Mpa} \rightarrow$ Condition vérifiée
- Non adhéree aux voiles : $\tau_u = 0.43\text{Mpa} \leq 3.3\text{Mpa} \rightarrow$ Condition vérifiée
- Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

-Poutres principales :

- Adhérée aux voiles : $T_u^{\max} = 135.62\text{KN}$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.6 = 28.26\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{135.62 \times 10}{0.9 \times 42 \times 28.26} = 1.26 < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

- Non adhéree aux voiles: $T_u^{\max} = 146.33\text{KN}$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.49\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{146.33 \times 10}{0.9 \times 42 \times 24.49} = 1.58 < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

-Poutres secondaires :

- Adhérée aux voiles : $T_u^{\max} = 65.12\text{KN}$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.07\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{65.12 \times 10}{0.9 \times 37 \times 15.07} = 1.29 < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

- Non adhéree aux voiles: $T_u^{\max} = 47.96\text{KN}$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.49\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.96 \times 10}{0.9 \times 37 \times 24.49} = 0.58 < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis:

[Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99]

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0.9 d$$

-Poutre principale :

- **Adhérée aux voiles :**

$$T_u = 135.62 \text{KN} \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 420 \times 300 \times 25 \times 0.001}{1.5} = 756 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Non adhéree aux voiles :**

$$T_u = 146.33 \text{KN} \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 420 \times 300 \times 25 \times 0.001}{1.5} = 756 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Poutre secondaire :

- **Adhérée aux voiles :**

$$T_u = 65.12 \text{KN} \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 370 \times 300 \times 25 \times 0.001}{1.5} = 666 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Non Adhéree aux voiles :**

$$T_u = 47.96 \text{KN} \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 370 \times 300 \times 25 \times 0.001}{1.5} = 666 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

[Art A.5.1./BAEL91 modifiées 99]

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} > 0$, On doit prolonger une section

D'armature pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

-Poutre principale :

- **Adhérée aux voiles :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 135.62 - \frac{137.104}{0.9 \times 0.420} = -227.08 < 0$$

- **Non adhéree aux voiles :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 146.33 - \frac{121.243}{0.9 \times 0.420} = -174.41 < 0$$

-Poutre secondaire :

- **Adhérée aux voiles :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 65.12 - \frac{78.672}{0.9 \times 0.370} = -171.13 < 0$$

- **Non Adhéree aux voiles :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 47.96 - \frac{28.906}{0.9 \times 0.370} = -38.84 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

Pour les $\phi 12$: $l_s = 42,33 \text{cm}$

Pour les $\phi 14 : l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16 : l_s = 56,44 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale a $0,4l_s$ pour les barres a haute adhérence.

Pour les $\phi 12 : l_s = 16,93 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 : l_s = 19,75 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16 : l_s = 22,58 \text{ cm}$

VI.1.4 Vérification de RPA99 (version 2003) :

Espacement des armatures :

- -Sens principale :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(11,25 \cdot 19,2 \cdot 30\text{cm}) = 11,25 \text{ cm}$$

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

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5$$

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

- -Sens secondaire :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(10 \cdot 16,8 \cdot 30\text{cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

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

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20$$

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

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10}\right)$$

- **Sens principale :**

$$\Phi \leq \min(12.8, 16, 25) = 8mm$$

On adopte pour les cas un diamètre de 8mm

$$\text{Soit un cadre et une épingle de } \Phi 8 = 2.01cm^2$$

- **Sens secondaire :**

$$\Phi \leq \min(11.42, 16, 25) = 8mm$$

On adopte pour les cas un diamètre de 8mm

$$\text{Soit un cadre et une épingle de } \Phi 8 = 2.01cm^2$$

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est : $A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b$.

- **Sens principale :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35cm^2$$

$$\Rightarrow A_t^{\text{adop}} = 1,35cm^2 > A_t^{\min} = 2.01cm^2$$

- **-Sens secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2cm^2$$

$$\Rightarrow A_t^{\text{adop}} = 1,2cm^2 > A_t^{\min} = 2.01cm^2$$

Condition vérifié

VI.1.5) Vérification du ferrailage à l'ELS :

A. Les poutres principales adhérentes aux voiles :

nature	M_{\max} (KN.m)	A_{st}	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_b (MPa)	obs
En Travée	46.987	6.03	0.478	0.896	32.82	207.06	6.30	15	vérifiée
Aux Appuis	99.979	10.65	0.845	0.870	23.22	256.91	11.06	15	vérifiée

Tableau VI.5 vérification a ELS pour poutres principales adhérentes aux voiles

B. Les poutres principales non adhérentes aux voiles :

nature	M_{\max} (KN.m)	A_{st}	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_b (MPa)	obs
En Travée	77.133	6.03	0.478	0.896	32.82	339.91	10.35	15	vérifiée
Aux Appuis	53.625	8.01	0.635	0.883	27.67	180.51	6.52	15	vérifiée

Tableau VI.6 vérification a ELS pour poutres principales non adhérentes aux Voiles

C. Les poutres secondaires adhérees aux voiles :

nature	M_{\max} (KN.m)	A_{st}	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_b (MPa)	obs
En Travée	44.297	6.03	0.543	0.890	30.41	223.08	7.33	15	vérifiée
Aux Appuis	57.182	8.01	0.721	0.877	25.60	220.00	8.59	15	vérifiée

Tableau VI.7 Vérification a ELS pour poutres secondaire adhérees aux voiles

D. Les poutres secondaires non adhéree aux voiles :

nature	M_{\max} (KN.m)	A_{st}	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_b (MPa)	obs
En Travée	18.057	4.62	0.416	0.902	35.60	117.11	3.28	15	vérifiée
Aux Appuis	34.345	3.39	0.305	0.953	42.63	287.32	6.73	15	vérifiée

Tableau VI.8 Vérification a ELS pour poutres secondaire non adhérees aux voiles

- Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{545}{500} = 1,09 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,003 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 1,02 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

- Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0,71 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,00194 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,194 \text{ cm} < \bar{f} = 0,71 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

A decorative border resembling a scroll, with a thick top edge and rounded corners. The top-left and bottom-left corners feature a scroll-like flourish.

CHAPITRE VII :
Ferraillage des
poteaux

INTRODUCTION

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

VIII.1. Recommandations du R.P.A. 2003 :

VIII.1.1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal : est de : 0.80% de la section du poteau en zone IIa.

$$\text{Poteau 1 (60}\times\text{60) : } A_{\min} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 2 (55}\times\text{55) : } A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 3 (50}\times\text{50) : } A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 4 (45}\times\text{45) : } A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 5 (40}\times\text{40) : } A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 6 (50}\times\text{50) : } A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau 1 (60}\times\text{60) : } A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 2 (55}\times\text{55) : } A_{\min} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 3 (50}\times\text{50) : } A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 4 (45}\times\text{45) : } A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 5 (40}\times\text{40) : } A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 6 (35}\times\text{35) : } A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : est de 6 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau 1 (60}\times\text{60)} : A_{\text{max}} = 0.06 \times 60 \times 60 = 216 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 2 (55}\times\text{55)} : A_{\text{max}} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 3 (50}\times\text{50)} : A_{\text{max}} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 4 (45}\times\text{45)} : A_{\text{max}} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 5 (40}\times\text{40)} : A_{\text{max}} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 6 (35}\times\text{35)} : A_{\text{max}} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de 12 mm.

-La longueur de recouvrement minimale : est de 40Φ en zone IIa.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VIII.2. Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

On aura :

$$\text{Poteaux (60}\times\text{60)} : h' = \max (3.57/6=59.5, 60, 60)$$

$$\text{Max} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux (55}\times\text{55)} : h' = \max (4.08/6=68, 55, 55)$$

$$\text{Max} = 68 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux (50}\times\text{50)} : h' = \max (3.06/6=51.50, 50)$$

$$\text{Max} = 51 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux (45}\times\text{45)} : h' = \max (306/6=51, 45, 45)$$

$$\text{Max} = 51 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux (40}\times\text{40)} : h' = \max (306/6=51, 40, 40)$$

$$\text{Max} = 51 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux (40}\times\text{40)} : h' = \max (306/6=51, 40, 40)$$

$$\text{Max} = 51 \text{ cm}$$

➤ $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$: poutre principales de (30×45).

➤ $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre secondaires de (30×40).

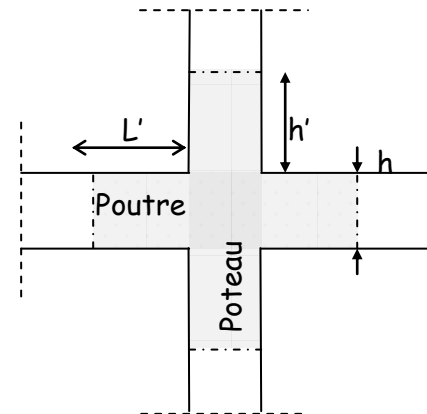


Figure VIII.1. Délimitation de la zone nodale

VIII.3 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau.}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux

$$\left(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone IIa :

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15\Phi_L^{\min}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

VIII.4 Calcul du ferrailage :**VIII.4.1. Etapes de calcul en flexion composée :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{M}{N}$.

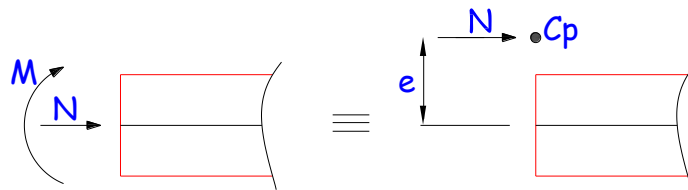


Figure VIII.2. Section en flexion composée.

- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

a) Armatures longitudinales :

Étapes de calcul :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$

Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

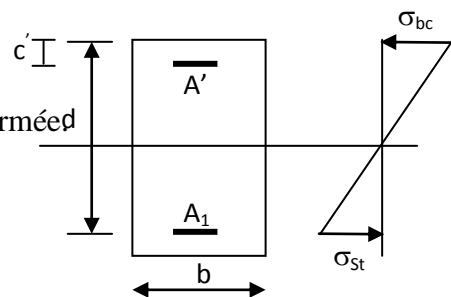
On calcule : $M_r = \mu_r bd^2f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$



La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

► Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

► Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées .

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ En situation durable

$\gamma_b = 1.15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

	Nu(KN)	Mu(KN.m)	E(cm)	$\frac{h}{2} - c$	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{adopt}	Choix des barres
60x60	N _{max} =-3664.86	M _{cor} =4.762	0.13	27	SEC	0	0	28.80	37.69	12HA20
	N _{min} =-155.81	M _{cor} =11.695	7.50	27	SEC	0	0.37			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =60.104	N _{cor} =-2547.61	2.35	27	SEC	0	0			
55x55	N _{max} =-2884.02	M _{cor} =11.215	0.38	24.5	SEC	0	0	24.2	33.17	4HA16 + 8 HA20
	N _{min} =-33.2	M _{cor} =13.676	45.4	24.5	SPC	0	0.22			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =92.9	N _{cor} =-2023.74	4.59	24.5	SEC	0	0			
50x50	N _{max} =-2170.47	M _{cor} =12.633	0.58	22	SEC	0	0	20	24.12	12HA16
	N _{min} =-50.4	M _{cor} =18.89	37.48	22	SPC	0	0,34			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =89.75	N _{cor} =-1059.48	8.47	22	SEC	0	0			
45x45	N _{max} =-1544.26	M _{cor} =8.131	0.52	19.5	SEC	0	0	16.2	19.16	12HA16
	N _{min} =-65.14	M _{cor} =20.152	30.93	19.5	SPC	0	0.35			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =86.181	N _{cor} =-753.95	11.43	19.5	SEC	0	0			
40x40	N _{max} =-925.78	M _{cor} =7.95	0.85	17	SEC	0	0	12.86	15.14	6HA16 + 2HA14
	N _{min} =-13.16	M _{cor} =11.425	86.81	17	SPC	0	0.6			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =66.149	N _{cor} =-604.21	10.94	17	SEC	0	0			
35x35	N _{max} =-426.67	M _{cor} =82.196	19.30	14.5	SPC	0	3.47	09.8	11.49	6HA14 + 2HA12
	N _{min} =-22.33	M _{cor} =27.671	123.9	14.5	SPC	0	1.91			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =140.195	N _{cor} =154.89	90.5	14.5	SPC	0	10,61			

Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence

$$\text{Pour les HA 12 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 20 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2.0 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.55 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi$

Pour les **HA12** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 50 \text{ cm}$

Pour les **HA14** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les **HA16** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour les **HA20** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$

b) Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance fe E235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée selon le RPA99 par:

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale : $t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$.
- En zone courante : $t \leq 15\phi = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $t = 15 \text{ cm}$.

➤ Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement..

Diamètre : D'après le (BAEL 91), le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales

qu'elles maintiennent $\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$ soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

Soit un cadre de HA8+ 1losange de HA8

-Longueurs de recouvrement : $L_r = 40\Phi_t = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

-Espace des armatures : (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 1.2, 40 \text{ cm}, 30 + 10 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}.$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.

➤ **Recommandations de l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18 \text{ cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante $S_t = 12 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

λ_g : Elancement géométrique du pote

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.85}{0.55} = 5.18$$

$$\lambda_g > 5$$

$$\rho_a = 2.5$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

En zone nodale :

$$V_u = 50.76 \text{ kn}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h \cdot f_e} = A_t = \frac{2.5 \times 50.76 \times 10}{55 \cdot 40} = 0.57 \text{ cm}^2$$

En zone recouvrement :

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h \cdot f_e} = A_t = \frac{2.5 \times 50.76 \times 15}{55 \cdot 40} = 0.86 \text{ cm}^2$$

La section minimale de RPA est :

$$\lambda_g = 5.18$$

$$\lambda_g > 5$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003b \cdot S_t = 0.003 \times 55 \times 10 = 1.65 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 55 \times 15 = 2.47 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.65 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.47 \text{ cm}^2 \end{cases} > A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

➤ **Remarque :**

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **10cm** dans la zone courante et **8cm** en zone nodale constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la première option.

Donc on adopte **HA10** $A_{\min} = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.65 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.47 \text{ cm}^2 \end{cases} \leq A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier qu

Selon RPA99 :
$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu}$$

Selon BAEL91:

$$\tau_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ en fissuration peu nuisible}$$

	SECTION	T _{MAX}	τ_u MPA	$\bar{\tau}_{uRPA99}$ MPA	$\bar{\tau}_{uBAEL91}$ MPA	OBS
S-sol, E-sol	60x60	56.91	0.166	1.875	3.25	CV
RDC, 1 ^{er}	55 x55	50.76	0.177	1.875	3.25	CV
2 ^{em} , 3 ^{em}	50 x50	59.46	0.253	1.85	3.25	CV
4 ^{em} , 5 ^{em}	45x45	57.86	0.306	1.875	3.25	CV
6 ^{em} , 7 ^{em}	40x40	45.59	0.308	1.875	3.25	CV
Terrasse	35x35	102.75	0.917	1.875	3.25	CV

Tableau VIII.2: vérification des contraintes de cisaillement

VIII.5 Vérification a ELS :**VIII.5.1. Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	Ns(KN)	Ms(KN.m)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_b (MPa)	Obs	σ_{Si} (MPa)	σ_{Ss} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
60x60	$N_{max}=-2660.74$	$M_{cor}=3.428$	5.8	5,92	15	CV	87.1	88.7	348	CV
	$N_{min}=-424.2$	$M_{cor}=8.302$	0.79	1.07			12.1	15.9		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	$M_{max}=43.296$	$N_{cor}=-1854.32$	3.35	4.82			51.3	71.2		
55x55	$N_{max}=-2096.69$	$M_{cor}=8.079$	5.2	5.55	15	CV	78.3	83	348	CV
	$N_{min}=-553.11$	$M_{cor}=7.183$	1.26	1.57			19.2	23.3		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	$M_{max}=46.759$	$N_{cor}=1362.36$	2.49	4.49			39.1	65.8		
50x50	$N_{max}=-1577.05$	$M_{cor}=9.252$	4.8	5.37	15	CV	72.5	80	348	CV
	$N_{min}=-397.18$	$M_{cor}=8.131$	1.03	1.53			15.9	22.5		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	$M_{max}=38.448$	$N_{cor}=1042.46$	2.18	4.54			34.8	66		
45x45	$N_{max}=-1122.56$	$M_{cor}=5.342$	4.1	4.53	15	CV	62	67.6	348	CV
	$N_{min}=-252.65$	$M_{cor}=8.239$	0,64	1.3			10.3	18.9		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	$M_{max}=39.319$	$N_{cor}=745.11$	1.29	4.45			22.5	63.5		
40x40	$N_{max}=-673.81$	$M_{cor}=5.47$	2.99	3.63	15	CV	45.5	53.7	348	CV
	$N_{min}=-131.71$	$M_{cor}=4.072$	0.89	0.41			6.64	12.8		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	$M_{max}=31.794$	$N_{cor}=-455.23$	0.36	4,11			9.95	57.4		
35x35	-312.74	59.352	0	7.19	15	CV	-57.7	92.3	348	CV
	-52.55	16.465	0	1.84			-24.4	22.8		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	59.352	-312.74	0	7.19			-57.7	92.3		

VIII.5.2. Condition de non fragilité

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion, si elle est partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd \quad \text{Avec :}$$

A_{\min} : Section minimale d'aciers tendus ;

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours ;

f_e : Contrainte limite élastique des aciers ;

e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS ;

d : Hauteur utile

	Ns(KN)	Ms(KN.m)	e_s (cm)	A_{\min} (cm ²)	A_{ad} (cm ²)	Obs
60x60	$N_{\max}=-2660.74$	$M_{\text{cor}}=3.428$	0.128	8.529	37.69	CV
	$N_{\min}=-424.2$	$M_{\text{cor}}=8.302$	1.95	0.912		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)				
	$M_{\max}=43.296$	$N_{\text{cor}}=-1854.32$	2.33	0.927		
55x55	$N_{\max}=-2096.69$	$M_{\text{cor}}=8.079$	0.38	0.466	33.17	CV
	$N_{\min}=-553.11$	$M_{\text{cor}}=7.183$	1.29	0.875		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)				
	$M_{\max}=46.759$	$N_{\text{cor}}=-1362.36$	3.43	0.955		
50x50	$N_{\max}=-1577.05$	$M_{\text{cor}}=9.252$	0.58	0.723	24.12	CV
	$N_{\min}=-397.18$	$M_{\text{cor}}=8.131$	2.04	0.931		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)				
	$M_{\max}=38.448$	$N_{\text{cor}}=-1042.46$	3.6	0.962		
45x45	$N_{\max}=-1122.56$	$M_{\text{cor}}=5.342$	0.47	0.686	19.16	CV
	$N_{\min}=-252.65$	$M_{\text{cor}}=8.239$	3.26	0.962		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)				
	$M_{\max}=39.319$	$N_{\text{cor}}=-745.11$	5.27	0.977		
40x40	$N_{\max}=-673.81$	$M_{\text{cor}}=5.47$	0.81	0.853	15.54	CV
	$N_{\min}=-131.71$	$M_{\text{cor}}=4.072$	3.09	0.964		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)				
	$M_{\max}=31.794$	$N_{\text{cor}}=-455.23$	6.98	0.984		
35x35	-312.74	59.352	18.97	0.995	11.49	CV
	-52.55	16.465	31.33	0.997		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)				
	59.352	-312.74	18.97	0.995		

Tableau VIII.2: vérification des contraintes de cisaillement

	Nu(KN)	Mu(KN.m)	E(cm)	$\frac{h}{2} - c$	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{adopt}	Choix des barres
60x60	N _{max} =-3664.86	M _{cor} =4.762	0.13	27	SEC	0	0	28.80	37.69	12HA20
	N _{min} =-155.81	M _{cor} =11.695	7.50	27	SEC	0	0.37			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =60.104	N _{cor} =-2547.61	2.35	27	SEC	0	0			
55x55	N _{max} =-2884.02	M _{cor} =11.215	0.38	24.5	SEC	0	0	24.2	33.17	4HA16 + 8 HA20
	N _{min} =-33.2	M _{cor} =13.676	45.4	24.5	SPC	0	0.22			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =92.9	N _{cor} =2023.74	4.59	24.5	SEC	0	0			
50x50	N _{max} =-2170.47	M _{cor} =12.633	0.58	22	SEC	0	0	20	24.12	12HA16
	N _{min} =-50.4	M _{cor} =18.89	37.48	22	SPC	0	0,34			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =89.75	N _{cor} =-1059.48	8.47	22	SEC	0	0			
45x45	N _{max} =-1544.26	M _{cor} =8.131	0.52	19.5	SEC	0	0	16.2	24.12	12HA16
	N _{min} =-65.14	M _{cor} =20.152	30.93	19.5	SPC	0	0.35			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =86.181	N _{cor} =-753.95	11.43	19.5	SEC	0	0			
40x40	N _{max} =-925.78	M _{cor} =7.95	0.85	17	SEC	0	0	12.86	15.14	6HA16 + 2HA14
	N _{min} =-13.16	M _{cor} =11.425	86.81	17	SPC	0	0.6			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =66.149	N _{cor} =-604.21	10.94	17	SEC	0	0			
35x35	N _{max} =-426.67	M _{cor} =82.196	19.30	14.5	SPC	0	3.47	09.8	11.49	6HA14 + 2HA12
	N _{min} =-22.33	M _{cor} =27.671	123.9	14.5	SPC	0	1.91			
	Mu(KN.m)	Nu(KN)								
	M _{max} =140.195	N _{cor} =154.89	90.5	14.5	SPC	0	10,61			

	Ns(KN)	Ms(KN.m)	σ_{bi} (MPa)	σ_{bs} (MPa)	σ_b (MPa)	Obs	σ_{Si} (MPa)	σ_{Ss} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
60x60	N _{max} =-2660.74	M _{cor} =3.428	5.8	5,92	15	CV	87.1	88.7	348	CV
	N _{min} =-424.2	M _{cor} =8.302	0.79	1.07			12.1	15.9		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	M _{max} =43.296	N _{cor} =-1854.32	3.35	4.82			51.3	71.2		
55x55	N _{max} =-2096.69	M _{cor} =8.079	5.2	5.55	15	CV	78.3	83	348	CV
	N _{min} =-553.11	M _{cor} =7.183	1.26	1.57			19.2	23.3		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	M _{max} =46.759	N _{cor} =1362.36	2.49	4.49			39.1	65.8		
50x50	N _{max} =-1577.05	M _{cor} =9.252	4.8	5.37	15	CV	72.5	80	348	CV
	N _{min} =-397.18	M _{cor} =8.131	1.03	1.53			15.9	22.5		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	M _{max} =38.448	N _{cor} =1042.46	2.18	4.54			34.8	66		
45x45	N _{max} =-1122.56	M _{cor} =5.342	4.1	4.53	15	CV	62	67.6	348	CV
	N _{min} =-252.65	M _{cor} =8.239	0,64	1.3			10.3	18.9		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	M _{max} =39.319	N _{cor} =745.11	1.29	4.45			22.5	63.5		
40x40	N _{max} =-673.81	M _{cor} =5.47	2.99	3.63	15	CV	45.5	53.7	348	CV
	N _{min} =-131.71	M _{cor} =4.072	0.89	0.41			6.64	12.8		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	M _{max} =31.794	N _{cor} =-455.23	0.36	4,11			9.95	57.4		
35x35	-312.74	59.352	0	7.19	15	CV	-57.7	92.3	348	CV
	-52.55	16.465	0	1.84			-24.4	22.8		
	Ms(KN.m)	Ns(KN)								
	59.352	-312.74	0	7.19			-57.7	92.3		

V. Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

V.1 Vérification de la période :

D’après logiciel étapes on a obtenu les périodes et les modes de vibration pour la structure: La période Max est de (0.83s) pour le 1^{ère} mode de vibration la période critique imposé par le RPA99 version 2003(article 4-6);est comme suit:

$$T_{cr} = C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

h_N=38.63m

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau **4.6(RPA)**.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé **C_T**=0.05

D'ou :

T_{cr} = 0.05 × 38.63^(3/4) = **0.77s**

on doit vérifier :

T_{structure} = 0.83 < **T** = 1.3 × 0.77 = 1.00s → **Condition vérifier**

$\frac{T_{structure}}{T_{cr}} < 1.3 \rightarrow \frac{0.59}{0.52} = 1.13 < 1.3 \rightarrow$ **Condition vérifier**

Mode	Period	UX	UY
1	0.838897	61.7779	0.3459
2	0.689368	0.3082	60.6831
3	0.562110	0.0919	1.7880
4	0.200809	14.3227	0.1807
5	0.164196	0.2159	16.9157
6	0.134542	0.0147	0.0493
7	0.090375	3.6761	0.2897
8	0.087727	0.4154	0.9750
9	0.079065	1.2561	0.2518
10	0.078271	0.2365	0.1320
11	0.073835	0.1568	5.3816
12	0.061493	0.0628	0.0699
13	0.056926	0.0003	0.0824
14	0.052471	3.3187	0.4529
15	0.048952	0.4047	4.4048
16	0.040119	0.1014	0.1473
17	0.038549	2.4144	1.3776
18	0.037002	1.2082	2.2711
19	0.031478	2.4676	1.1522
20	0.030816	1.3409	0.4888

Figure V.1. Vérification de la période par logiciel

V.2 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM - XCR \leq 5\% Ly.$$

$$YCM - YCR \leq 5\% Lx.$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
TERASSE	DT	13.849	9.285	13.15	8.837	0.699	0.448
SOUS-SOL	DSS	14.442	9.647	14.329	9.116	0.113	0.531
ENTRE-SOL	DES	14.407	9.534	14.205	10.468	0.202	-0.934
RDC	DRDC	14.128	8.902	13.51	9.507	0.618	-0.605
ETAGE07	D7	13.987	9.447	13.072	8.846	0.915	0.601
ETAGE06	D6	13.957	9.45	13.004	8.844	0.953	0.606
ETAGE05	D5	13.962	9.45	12.937	8.847	1.025	0.603
ETAGE04	D4	13.968	9.449	12.895	8.866	1.073	0.583
ETAGE03	D3	13.974	9.448	12.911	8.908	1.063	0.54
ETAGE02	D2	13.98	9.448	12.976	8.994	1.004	0.454
ETAGE01	D1	13.914	8.874	13.139	9.152	0.775	-0.278
TERASSE-1	DSM	12.735	2.75	12.589	3.368	0.146	-0.618

Figure V.2. Vérification de l'excentricité par logiciel

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que:

$$XCM - XCR \leq 5\% LX$$

Story	XCM	XCR	/XCM-XCR/	5 %Lx	condition
SOUS-SOL	14.442	14.329	0.113	1.498	vérifiée
ENTRE-SOL	14.407	14.205	0.202	1.498	vérifiée
RDC	14.128	13.51	0.618	1.498	vérifiée
ETAGE01	13.914	13.139	0.775	1.498	vérifiée
ETAGE02	13.98	12.976	1.004	1.498	vérifiée
ETAGE03	13.974	12.911	1.063	1.498	vérifiée
ETAGE04	13.968	12.895	1.073	1.498	vérifiée
ETAGE05	13.962	12.937	1.025	1.498	vérifiée
ETAGE06	13.957	13.004	0.953	1.498	vérifiée
ETAGE07	13.987	13.072	0.915	1.498	vérifiée
TERASSE	13.849	13.15	0.699	1.498	vérifiée
TERASSE-1	12.735	12.589	0.146	1.498	vérifiée

Tableau V.1: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$/YCM - YCR/ \leq 5\% LY$$

Story	YCM	YCR	/YCM-YCR/	5%Ly	condition
SOUS-SOL	9.285	8.837	0.531	0.928	vérifiée
ENTRE-SOL	9.647	9.116	-0.934	0.928	vérifiée
RDC	9.534	10.468	-0.605	0.928	vérifiée
ETAGE01	8.902	9.507	-0.278	0.928	vérifiée
ETAGE02	9.447	8.846	0.454	0.928	vérifiée
ETAGE03	9.45	8.844	0.54	0.928	vérifiée
ETAGE04	9.45	8.847	0.583	0.928	vérifiée
ETAGE05	9.449	8.866	0.603	0.928	vérifiée
ETAGE06	9.448	8.908	0.606	0.928	vérifiée
ETAGE07	9.448	8.994	0.601	0.928	vérifiée
TERASSE	8.874	9.152	0.448	0.928	vérifiée
TERASSE-1	2.75	3.368	-0.618	0.928	vérifiée

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

V.3 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.838897	61.7779	0.3459	0.0000	61.7779	0.3459
2	0.689368	0.3082	60.6831	0.0000	62.0861	61.0289
3	0.562110	0.0919	1.7880	0.0000	62.1780	62.8169
4	0.200809	14.3227	0.1807	0.0000	76.5007	62.9976
5	0.164196	0.2159	16.9157	0.0000	76.7166	79.9133
6	0.134542	0.0147	0.0493	0.0000	76.7313	79.9627
7	0.090375	3.6761	0.2897	0.0000	80.4075	80.2523
8	0.087727	0.4154	0.9750	0.0000	80.8228	81.2274
9	0.079065	1.2561	0.2518	0.0000	82.0790	81.4792
10	0.078271	0.2365	0.1320	0.0000	82.3154	81.6111
11	0.073835	0.1568	5.3816	0.0000	82.4722	86.9928
12	0.061493	0.0628	0.0699	0.0000	82.5351	87.0627
13	0.056926	0.0003	0.0824	0.0000	82.5353	87.1451
14	0.052471	3.3187	0.4529	0.0000	85.8541	87.5981
15	0.048952	0.4047	4.4048	0.0000	86.2588	92.0029
16	0.040119	0.1014	0.1473	0.0000	86.3603	92.1502
17	0.038549	2.4144	1.3776	0.0000	88.7746	93.5279
18	0.037002	1.2082	2.2711	0.0000	89.9829	95.7989
19	0.031478	2.4676	1.1522	0.0000	92.4504	96.9511
20	0.030816	1.3409	0.4888	0.0000	93.7913	97.4399

Figure V.3 : Pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au 19^{ème} mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

V.4 Justification du système de contreventement :

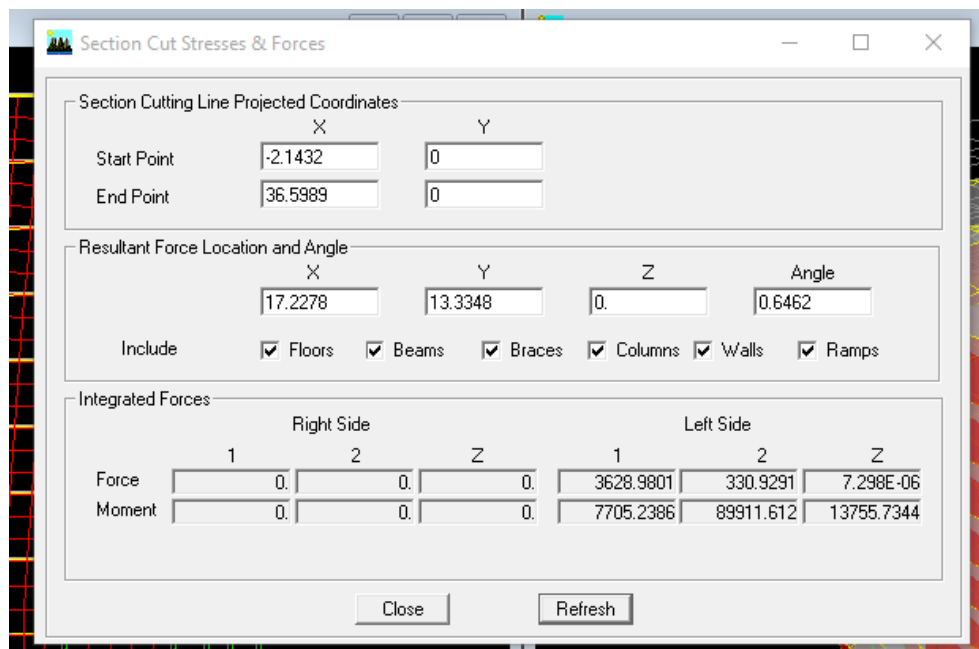
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

1-sous les efforts horizontaux

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :
Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :
Draw → Draw Section Cut

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



**Figure V.4 : Pourcentage des voiles et les portiques
Sous les charges horizontales**

Ensuite, on clique sur *Refresh* et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases *columns, floors, beams, braces, ramps* et on clique sur *refresh* comme indiqué sur l'image suivante :

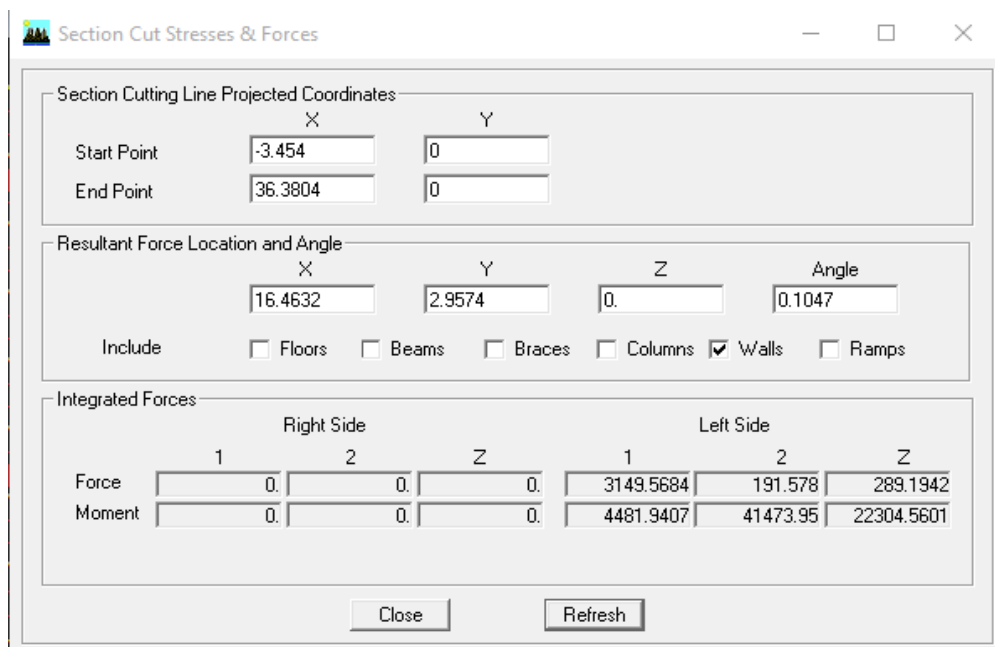


Figure V.5 : Pourcentage des voiles sous les charges horizontales

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2.).

• **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
<u>sens EX</u>	3628.9801	100	3149.5684	86.78	479.41	13.22
<u>sens EY</u>	4042.6333	100	3126.3475	77.33	916.28	22.67

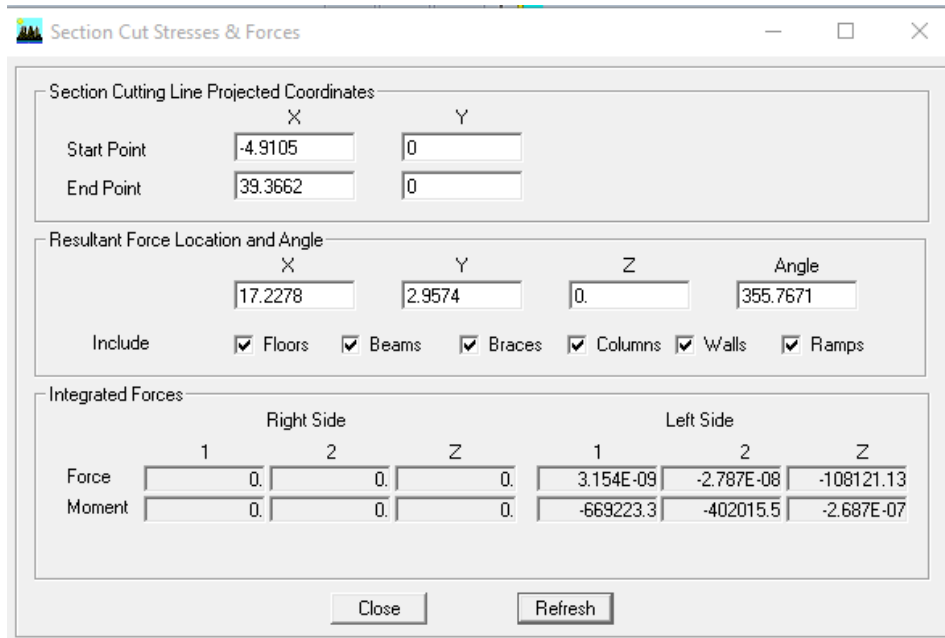
Tableau V.6. Récapitulatif du résultat de charges horizontales.

2-sous les efforts verticaux :

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur : **Display → show Deformed shape → Load: ELU**
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec : **Draw → Draw Section Cut**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



**Figure V.6 : Pourcentage des voiles et les portiques
Sous les charges verticales**

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-z**) : c’est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l’image suivante :



**Figure V.7: Pourcentage des voiles sous
Les charges horizontales**

- **Récapitulatif des résultats :**

Unité	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
	KN	%	KN	%	KN	%
sens XX'	108121.13	100	53878.03	49.90	479.41	50.1
sens YY'	108121.13	100	54243.1	50.16	916.28	49.84

Tableau V.7. Récapitulatif du résultat de charges verticales.

Conclusion :

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que :

La majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

Et $\geq 25\%$ pour les charges horizontaux

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.

V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après (RPA V.2003 /Art 4.3.6) 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 .

Remarque

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par robot

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

- W_{GI} : Poids du aux charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.
- W_{QI} : Charges d'exploitations
- β : Coefficient de pondération qui vaut dans notre cas 0,2

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante : $Q=1+\Sigma Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critère q	Pq	
	Observé	Facteur
Conditions minimales sur les files de contreventement.	NON	0
Redondance en plan.	NON	0
Régularité en plan.	OUI	0.05
Régularité en élévation.	NON	0
Contrôle de qualité des matériaux	NON	0
Contrôle de la qualité	NON	0

Tableau V.8. Facteur d'amplification dynamique moyen

D'où : **Q = 1,05**

- **Coefficient d'accélération de zone A:**

dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{D'après le tableau (Tab 4.1)} \\ \text{Zone sismique : Iia} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0.15$$

- **Facteur d'amplification moyen D :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T(\text{Mode1})_{\text{etabs}} = 0.83[s].$$

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par

le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).

Dans notre cas : Site 3 \rightarrow T2 = 0,5[s] (Site meuble)

$$T_2 = 0.5s < T_{\text{etabs}} = 0.83s < 3s \quad \longrightarrow \quad D_x = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

Tableau V.9. Coefficients d'amortissement.

Nous avons des voiles en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide

Donc on prend :

$$\xi = 10 \quad \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad \eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0.76 \geq 0.7$$

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$condition vérifiée

$$\text{Alors:} \quad D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.83}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.3.$$

- **Calcul du poids total de la structure W_t :**

Story	Load	Loc	P
TERASSE-1	POIDS	Bottom	356.63
TERASSE	POIDS	Bottom	7218.84
ETAGE07	POIDS	Bottom	13196.47
ETAGE06	POIDS	Bottom	19174.11
ETAGE05	POIDS	Bottom	25262.29
ETAGE04	POIDS	Bottom	31350.55
ETAGE03	POIDS	Bottom	37562.36
ETAGE02	POIDS	Bottom	43772.18
ETAGE01	POIDS	Bottom	49902.4
RDC	POIDS	Bottom	56470.48
ENTRE-SOL	POIDS	Bottom	63877.93
SOUS-SOL	POIDS	Bottom	71015.72

Figure V.8 : Poids total de la structure

À partir de logiciel ETABS → **Wt :71015.72KN**

Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.35
Facteur de qualité Q	1.05
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	71015.72

Tableau V.10. Coefficients calculé.

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.05}{3.5} \times 71015.72 = 4314.205 \text{KN}$$

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

	Story	Load	Loc	P	VX
	TERASSE-1	EX	Top	0.00	70.36
	TERASSE-1	EX	Bottom	0.00	70.36
	TERASSE	EX	Top	0.00	884.17
▶	TERASSE	EX	Bottom	0.00	884.17
	ETAGE07	EX	Top	0.00	1477.35
	ETAGE07	EX	Bottom	0.00	1477.35
	ETAGE06	EX	Top	0.00	1932.98
	ETAGE06	EX	Bottom	0.00	1932.98
	ETAGE05	EX	Top	0.00	2316.51
	ETAGE05	EX	Bottom	0.00	2316.51
	ETAGE04	EX	Top	0.00	2643.02
	ETAGE04	EX	Bottom	0.00	2643.02
	ETAGE03	EX	Top	0.00	2928.07
	ETAGE03	EX	Bottom	0.00	2928.07
	ETAGE02	EX	Top	0.00	3166.14
	ETAGE02	EX	Bottom	0.00	3166.14
	ETAGE01	EX	Top	0.00	3358.93
	ETAGE01	EX	Bottom	0.00	3358.93
	RDC	EX	Top	0.00	3503.12
	RDC	EX	Bottom	0.00	3503.12
	ENTRE-SOL	EX	Top	0.00	3607.45
	ENTRE-SOL	EX	Bottom	0.00	3607.45
	SOUS-SOL	EX	Top	0.00	3691.12
	SOUS-SOL	EX	Bottom	0.00	3691.12

Figure V.6. Effort tranchant de sens X-X' donné par logiciel

	Story	Load	Loc	P	VY
▶	TERASSE-1	EY	Top	0.00	75.20
	TERASSE-1	EY	Bottom	0.00	75.20
	TERASSE	EY	Top	0.00	957.49
	TERASSE	EY	Bottom	0.00	957.49
	ETAGE07	EY	Top	0.00	1630.22
	ETAGE07	EY	Bottom	0.00	1630.22
	ETAGE06	EY	Top	0.00	2136.40
	ETAGE06	EY	Bottom	0.00	2136.40
	ETAGE05	EY	Top	0.00	2566.72
	ETAGE05	EY	Bottom	0.00	2566.72
	ETAGE04	EY	Top	0.00	2932.65
	ETAGE04	EY	Bottom	0.00	2932.65
	ETAGE03	EY	Top	0.00	3246.86
	ETAGE03	EY	Bottom	0.00	3246.86
	ETAGE02	EY	Top	0.00	3509.84
	ETAGE02	EY	Bottom	0.00	3509.84
	ETAGE01	EY	Top	0.00	3718.36
	ETAGE01	EY	Bottom	0.00	3718.36
	RDC	EY	Top	0.00	3884.93
	RDC	EY	Bottom	0.00	3884.93
	ENTRE-SOL	EY	Top	0.00	4011.24
	ENTRE-SOL	EY	Bottom	0.00	4011.24
	SOUS-SOL	EY	Top	0.00	4126.73
	SOUS-SOL	EY	Bottom	0.00	4126.73

Figure V.7. Effort tranchant de sens Y-Y' donné par logiciel

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x \text{ dyn} = 3691.12 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = 4126.73 \text{ KN}$$

- Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{X_{statique}} = 4314.205KN \quad 0,8 V = 0,8 \times 4314.205 = 3451.36 KN$$

$$V_{xdyn} = 3691.12 > 80\% V = 3451.36KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y_{dyn}} = 4126.73 > 80\% V = 3451.36 KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : VETABS > 0.8 VMSE ⇒ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

V.6.Vérification les déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 version 2003(Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

- Suivant EX :

Story	UX (cm)	R (coefficient de comportement.)	$\delta_{ek} * R$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	he(m)	1% he (cm)	condition
TERASSE-1	1.98	3.5	6.93	0.245	2.5	2.5	vérifiée
TERASSE	1.91	3.5	6.685	0.7	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE07	1.71	3.5	5.985	0.77	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE06	1.49	3.5	5.215	0.805	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE05	1.26	3.5	4.41	0.77	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE04	1.04	3.5	3.64	0.805	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE03	0.81	3.5	2.835	0.77	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE02	0.59	3.5	2.065	0.7	3.06	3.06	vérifiée
ETAGE01	0.39	3.5	1.365	0.665	3.06	3.06	vérifiée
RDC	0.2	3.5	0.7	0.595	3.40	3.40	vérifiée
ENTRE-SOL	0.03	3.5	0.105	0.07	4.08	4.08	vérifiée
SOUS-SOL	0.01	3.5	0.035	0.035	3.06	3.06	vérifiée

Tableau V.10 déplacements relatifs selon x

- Suivant EY :

Story	UY (cm)	R (coefficient de comportement.)	$\delta_{ek} * R$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	he(m)	1% he (cm)	condition
TERASSE-1	1.54	3.5	5.39	0.35	2.5	2.5	
TERASSE	1.44	3.5	5.04	0.56	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE07	1.28	3.5	4.48	0.595	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE06	1.11	3.5	3.885	0.595	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE05	0.94	3.5	3.29	0.595	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE04	0.77	3.5	2.695	0.595	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE03	0.6	3.5	2.1	0.56	3,06	3.06	vérifiée
ETAGE02	0.44	3.5	1.54	0.49	3.06	3.06	vérifiée
ETAGE01	0.3	3.5	1.05	0.49	3.06	3.06	vérifiée
RDC	0.16	3.5	0.56	0.42	3.40	3.40	vérifiée
ENTRE-SOL	0.04	3.5	0.14	0.105	4.08	4.08	vérifiée
SOUS-SOL	0.01	3.5	0.035	0.035	3.06	3.06	vérifiée

Tableau V.11 déplacements relatifs selon Y'-Y

V.7 Vérification Déplacement maximale :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

Avec :

HT : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

$\delta_{Max}=0.02 \leq f=38.03/500=0.07$ **Condition vérifiée**

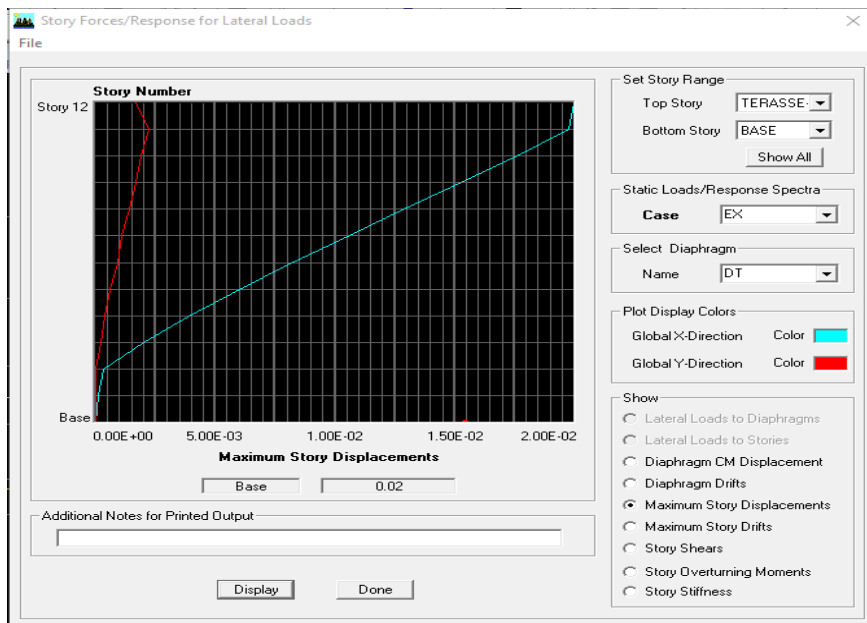


Figure V.8. Déplacement maximal dans le sens x-

Suivant E_y :

$\delta_{Max}=0.02 \leq f=38.03/500=0.07$ Condition vérifiée

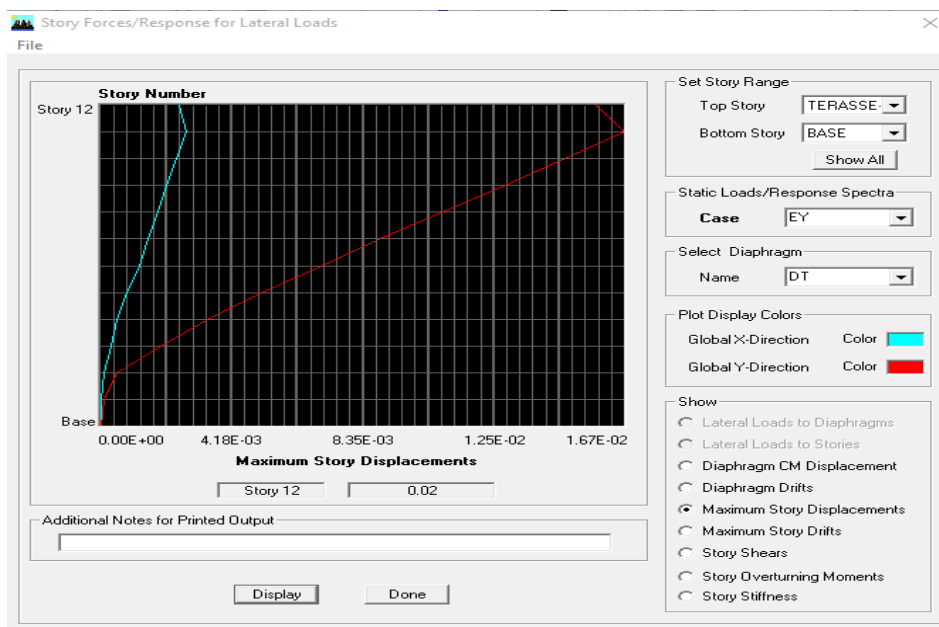


Figure V.9 Déplacement maximal dans le sens y-y

V. 8 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

- Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligés.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids de l'étage «k»

V_k :effort tranchant d'étage «k»

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

H_k : hauteur d'étage «k».

Story	P_k	H_k (cm)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_k(x)$ (cm)	$V_k(x)$	θ_x	$\Delta_k(y)$	$V_k(y)$	θ_y
TERASSE-1	356.63	250	0.245	70.36	0.0050	0.35	75.2	0.0066
TERASSE	7218.84	306	0.7	884.17	0.0187	0.56	957.49	0.0138
ETAGE07	13196.47	306	0.77	1477.35	0.0225	0.595	1630.22	0.0157
ETAGE06	19174.11	306	0.805	1932.98	0.0261	0.595	2136.4	0.0175
ETAGE05	25262.29	306	0.77	2316.51	0.0274	0.595	2566.72	0.0191
ETAGE04	31350.55	306	0.805	2643.02	0.0312	0.595	2932.65	0.0208
ETAGE03	37562.36	306	0.77	2928.07	0.0323	0.56	3246.86	0.0212
ETAGE02	43772.18	306	0.7	3166.14	0.0316	0.49	3509.84	0.0200
ETAGE01	49902.4	340	0.665	3358.93	0.0291	0.49	3718.36	0.0193
RDC	56470.48	408	0.595	3503.12	0.0235	0.42	3884.93	0.0150
ENTRE-SOL	63877.93	357	0.07	3607.45	0.0035	0.105	4011.24	0.0047
SOUS-SOL	71015.72	306	0.035	3691.12	0.0022	0.035	4126.73	0.0066

Tableau-V.12: Vérification de l'effet P- Δ

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**V. 9 vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :
(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).**

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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

- **Poteaux 60*60**

$$N_d = 2767.67 \text{ KN}$$

$$V = \frac{2767.67 \times 10^3}{600 \times 600 \times 25} = 0,30 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

A decorative border resembling a scroll, with a thick top edge and rounded corners. The top-left and bottom-left corners feature a scroll-like flourish.

CHAPITRE VIII :
Ferraillage des
Voiles

INTRODUCTION :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et Horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion Composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux Surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux Séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

A. Les voiles**VIII.1 choix de la méthode :**

La méthode utilisée est la méthode classique

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferrillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Le ferrailage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone1: niveaux: sous-sol ; entre sol; RDC.
- Zone2: niveaux: service ; 1; 2 ; 3 ; 4.
- Zone3: niveaux: 5 ; 6 ; 7 ; Terrasse

VIII.2 étapes de la méthode :

1) calcul de l'excentricité : $e = \frac{m}{N}$

2) déterminer le diagramme des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

Avec : Ω : section du béton

I: moment d'inertie du voile

Y :bras de levier; $Y=L/2$

m et N sont déterminés à partir du logiciel.

3) Calcul de la hauteur utile(d):

La hauteur utile (**d**) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des Armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile.

Trois cas :

1-faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10cm et un enrobage de 5cm.

2-Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone;

Alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.

3-en fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue

$$l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

Remarque:

Au cours de nos calculs, nous avons constaté que le centre de pression de toutes nos sections se trouve en dehors du segment limité. Les armatures, ce qui donne des sections partiellement comprimées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

4) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:

$$M_t = M - N(d - \frac{l}{2})$$

5) Ferrailage du voile:**Armatures verticales:**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } \mu = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : 1.15 situation accidentelle ; $\theta = 0.85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

$$\mu_b < \mu_l \Rightarrow \text{SSA ;}$$

$$\mu_b > \mu_l \Rightarrow \text{SDA}$$

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec A_V : section des armatures tendue du voile

Remarque:

Le reste des armatures verticales occupant la zone courante du voile sera déterminé par les conditions de vérification que nous allons voir plus tard.

6) Armatures horizontales

- **Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

$$-A_H > 0,15\% \times B$$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

7) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0,15\% B$

-Zone courante : A_V et $A_h \geq 0,10\% B$

8) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

9) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

10) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm}\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

11) Longueur de recouvrement

Elles 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.

12) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = l_f \frac{T}{e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

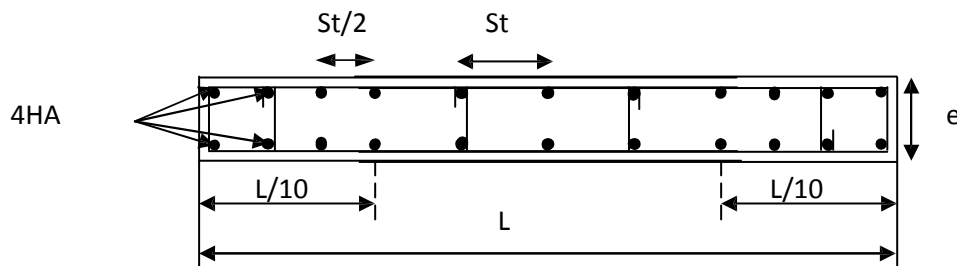


Figure VIII.1 Schéma d'une coupe horizontale d'un voile

VIII.3 Vérification

VIII.3.1 Exigences du RPA 99 (version 2003)

- **Zone tendue :**

On doit vérifier $A_{total\ tendu} \geq 0.2\% B \times l_t$ (Art 7.7.4.1)

Avec

B : la section de voile

l_t : la longueur de la zone tendue

- **Globalement dans le voile :**

On doit vérifier $A_{total\ de\ voile} \geq 0.15\% B$ (Art 7.7.4.2)

- **Zone courante :**

On doit vérifier $A_{total\ courante} \geq 0.10\% L_c \times b$ (Art 7.7.4.2)

Avec

$L_c = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

b : la largeur de voile

VIII.3.2 Exigences du BAEL :

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

VIII.4 Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99(Art 7.7.2 /RPA) :

$$\left. \begin{array}{l} \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \\ \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \\ V = 1,4 \times V_u \end{array} \right\}$$

Avec

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL(Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\text{Il faut vérifier que : } \left. \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \end{array} \right\}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

VIII.5 Exemple de calcul :

Calcul du Vt2 ; Vt4 zone1 (cas accidentelle)

Caractéristiques géométriques :

$$L = 3,5 \text{ m}$$

$$b = 0,2 \text{ m}$$

$$I = 0,7 \text{ m}$$

Les sollicitations :

$N_u = -2626.87 \text{ KN}$ (effort de compression)

$M_u = 2125.242 \text{ KN.m}$

Calcul de la hauteur utile (d):

Longueur de la zone d'extrémité : $L/10 = 350/10 = 35 \text{ cm}$

1) calcul de la hauteur utile :

$$d = L - (L/10/2) = 350 - 17.5 = 332.5 \text{ cm} = 3.325 \text{ m}$$

2) calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2125.242}{2626.86} = 0.81 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée

3) déterminer le diagramme des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y$$

$$A = b \times L = 0.20 \times 3.5 = 0.7 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bl^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.5^3}{12} = 0.71 \text{ m}^4$$

$$Y = L/2 = 3.5/2 = 1.75 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{-2626.87}{0.7} + \frac{2125.242}{0.71} \times 1.75 = 1.452 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{-2626.87}{0.7} - \frac{2125.242}{0.71} \times 1.75 = -8.95 \text{ MPa}$$

4) calcul de la longueur de la zone tendue :

$$l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{1.452}{1.452 + 8.95} 3.5 = 0.49 = 0.5 \text{ m}$$

Espacement :

en zone courante $D \leq \min\{1.5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante

Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet)

$$d = L - 5 - D/2 = L - 5 - 10/2 = 110 \text{ cm}$$

5) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:

$$M_t = M - N(d - \frac{L}{2}) = 2125.242 + 2626.87(3.325 - \frac{3.5}{2}) = 2012.078 \text{ KN.m}$$

$$M = 2012.078 \text{ KN.m}$$

6) ferrailage du voile:

Armatures verticales $A_{v1}/(L/10)$:

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.7 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2012.078}{20 \times 332.5^2 \times 2.17} \times 10^2 = 0.042 < 0.392 = \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.979$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{v1}/(L/10) = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s} = \frac{2012.078 \times 10^3}{0.979 \times 3.325 \times 400} + \frac{(-2626.86)}{100 \times 400} = 14.80 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}20 = 18.84 \text{ cm}^2 \quad \text{st}=10 \text{ cm}$$

Armatures verticales de la zone courante $A_v/\text{zone c}$:

$$A_v/\text{zone c} = 0.10\% \times Bc$$

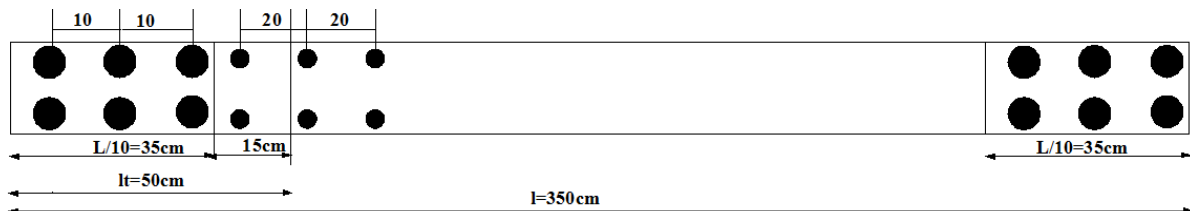
Bc = Lc x b : la section de la zone courante.

$$Lc = L - 2 \times (L/10) = 350 - 70 = 280 = 2.8 \text{ m}$$

$$Bc = 2.80 \times 0.20 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_v/\text{zone c} = 0.001 \times 5600 = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \times 14\text{HA}8 = 14.05 \text{ cm}^2 \quad \text{st}=20 \text{ cm}$$



FigVIII.2 Schéma statique de ferrailage de voile

Pour la zone tendue :

$$\text{Pour } L/10 \text{ on adopte } 6\text{HA}20 = 18.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour } Lt - L/10 = 15 \text{ cm on adopte } 1\text{HA}8 = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total tendu}} = 18.84 + 0.5 = 19.34 \text{ cm}^2$$

7) Exigences de RPA 99 (version 2003)

a) Zone tendue :

$$\text{Section de la zone tendue : } A_{\text{tendu min}} = b \times l_t = 0.2 \times 0.50 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 0.2\% b l_t = 2 \text{ cm}^2 \leq 19.34 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b) Globalement dans le voile :

$$\text{Section minimal pour voile : } A_{\text{min de voile}} \geq 0.15\% B = 0.0015 \times 20 \times 350 = 10.5 \text{ cm}^2$$

Section totale des armatures : $A_{\text{total de voile}} = 2 \times 18.84 + 14.05 = 51.73 \text{ cm}^2$

$$10.5 \text{ cm}^2 \leq 51.73 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

c) Zone courante :

$A_v/\text{zone c} = 0.10\% \times Bc$

$$Bc = 2.80 \times 0.20 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$A_v/\text{zone c} = 0.001 \times 5600 = 5.6 \text{ cm}^2$

$14.05 \text{ cm}^2 \leq 5.6 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

8) Armatures horizontales

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0, 15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[\frac{(51.73)}{4} ; \frac{0,15 \times 350 \times 20}{100} \right]$$

$$A_h \geq 12.93 \text{ cm}^2$$

En adopte: **20HA 10** (e=15cm) = **15.7 cm²**

9) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

10) Vérification des contraintes

-BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{729.43 \times 10}{20 \times 332.5} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

-RPA 2003

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 729.43 \times 10}{20 \times 332.5} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

11) Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2445.56 \times 10}{20 \times 350 + 15 \times 51.73} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

➤ VOILES VL1 VL2 VL3 :

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5	5	5	
	b (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	1	1	1	
	l	2.08	2.08	2.08	
	L/10	0.5	0.5	0.5	
Solllicitation de calcul	T(KN)	1409.05	915.53	497.1	
	T'=1.4*T(KN)	1972.67	1281.742	695.94	
	N(KN)	-6304.75	-5437.8	-4280	
	M(KN.m)	8888.379	7454.81	6028.689	
	e(m)	1.41	1.37	1.41	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	σ_{max} (kN/m ²)	4361.3048	3507.972	2954.4268	
	σ_{min} (kN/m ²)	-16970.8	-14383.57	-11514.43	
	Lt(m)	1.02	0.98	1.02	
	d(m)	4.750	4.750	4.750	
	Mt(KN.m)	5297.3085	4780.24	3601.311	
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)	27.05	24.44	18.23	
	A _v /zone c cm ²)	8.00	8.00	8.00	
	A _v /adopté zone c cm ²)	20.08	20.08	20.08	
	A _{v2} (lt-l/10) (cm ²)	2.01	2.01	2.01	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	31.41	31.41	20.1	
	A' _{v2} adopté (cm ²)	2.01	2.01	2.01	
	Choix	A' _{v1}	10HA20	10HA20	10HA16
	choix	A' _{v2}	4HA8	4HA8	4HA8
	Stmax		30	30	30
	Esp st (cm)	A' _{v1}	10	10	10
A' _{v2}		20	20	20	
section total	Atotal de voile (cm ²)	82.90	82.90	60.28	
	Atotal tendu(cm ²)	33.42	33.42	22.11	
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)	4.1	3.9	4.1	
	A _{voile} (minimal cm ²)	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	20.7	20.7	15.1	
	AH adopté (cm ²)	22.62	22.62	22.62	
	choix de la section	20HA12	20HA12	20HA12	
	Esp st (cm)		14	14	14
Véfication des contruction	5 Mpa	τ_b	2.08	1.35	0.73
	3,26 Mpa	τ_u	1.48	0.96	0.52
	15Mpa	σ_{bc}	4.75	3.14	1.14

Tableau VIII.1 : ferrailage des Voiles VL1 VL2 VL3 :

➤ VOILE VT1 :

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5.5	5.5	5.5	
	b (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	1.1	1.1	1.1	
	I	2.77	2.77	2.77	
	L/10	0.55	0.55	0.55	
Solllicitation de calcul	T(KN)	1327.69	1370.29	745.16	
	T'=1.4*T(KN)	1858.766	1918.406	1043.224	
	N(KN)	-5737.356	-4176.08	-3010.14	
	M(KN.m)	9737.356	7369.893	5260.08	
	e(m)	1.70	1.76	1.75	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	σ_{max} (kN/m ²)	4441.1038	3512.5484	2480.1174	
	σ_{min} (kN/m ²)	-14872.66	-11105.42	-7953.099	
	Lt(m)	1.26	1.32	1.31	
	d(m)	5.225	5.225	5.225	
	Mt(KN.m)	4462.6001	2965.905	2190.0165	
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)	20.49	13.33	9.82	
	A _v /zone c cm ²)	8.80	8.80	8.80	
	A _v /adopté zone c cm ²)	22.33	22.33	22.33	
	A _{v2} (lt-l/10) (cm ²)	2.01	3.14	3.14	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	31.41	20.1	15.39	
	A'v2 adopté (cm ²)	2.01	3.14	3.14	
	Choix	A'v1	10HA20	10HA16	10HA14
	choix	A'v2	4HA8	6HA8	6HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
A'v2		20	20	20	
section total	Atotal de voile (cm ²)	85.15	62.53	53.11	
	Atotal tendu(cm ²)	33.42	23.24	18.53	
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)	5.1	5.3	5.2	
	A _{voile} (minimal cm ²)	16.5	16.5	16.5	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	21.3	15.6	13.3	
	AH adopté (cm ²)	22.62	15.7	15.7	
	choix de la section	20HA12	20HA10	20HA10	
	Esp st (cm)	14	14	14	
Véfication des contruction	5 Mpa	τ_b	1.78	1.84	1.00
	3,26 Mpa	τ_u	1.27	1.31	0.71
	15Mpa	σ_{bc}	2.76	2.48	1.23

Tableau VIII.2 : ferrailage de Voile VT1 :

➤ VOILE VT2,VT4 :

		Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.5	1.15	1.15	
	b (m)		0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)		0.7	0.23	0.23	
	I		0.71	0.03	0.03	
	L/10		0.35	0.115	0.115	
Solllicitation de calcul	T(KN)		729.43	585.13	361.92	
	T'=1.4*T(KN)		1021.202	819.182	506.688	
	N(KN)		-2626.87	-2214.22	-1322.14	
	M(KN.m)		2125.242	1592.526	1078.82	
	e(m)		0.81	0.72	0.82	
	OBS		SPC	SPC	SPC	
	σ_{max} (kN/m ²)		1452.0029	26498.31	18723.853	
	σ_{min} (kN/m ²)		-8957.346	-45752.4	-30220.72	
	Lt(m)		0.49	0.42	0.44	
	d(m)		3.325	1.093	1.093	
	Mt(KN.m)		2012.0783	446.66715	394.61255	
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)		14.80	10.15	9.08	
	A _v /zone c cm ²)		5.60	1.84	1.84	
	A _v /adopté zone c cm ²)		14.05	4.01	4.01	
	A _{v2} (lt-l/10) (cm ²)		0.50	0.00	0.00	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18.84	12.56	12.56	
	A'v2 adopté (cm ²)		1.00	0.00	0.00	
	choix	A'v1	6HA20	4HA20	4HA20	
	choix	A'v2	2HA8	0	0	
	ST			30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10	
	A'v2	20	20	20		
section total	Atotal de voile (cm2)		51.73	29.13	29.13	
	Atotal tendu(cm ²)		19.84	12.56	12.56	
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)		2.0	1.7	1.8	
	A _{voile} (minimal cm ²)		10.5	3.45	3.45	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		12.9	7.3	7.3	
	AH adopté (cm2)		15.7	10.04	10.04	
	choix de la section		20HA10	20HA8	20HA8	
	Esp st (cm)		14	14	14	
Véfication des contruction	5 Mpa	τ_b	1.54	3.75	2.32	
	3,26 Mpa	τ_u	1.10	2.68	1.66	
	15Mpa	σ_{bc}	3.15	7.10	3.63	

Tableau VIII.3 : ferrailage des Voiles VT2 VT3

➤ VOILE VT3 :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.37	3.37	3.37
	b (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m ²)		0.674	0.674	0.674
	l		0.64	0.64	0.64
	L/10		0.337	0.337	0.337
Solicitation de calcul	T(KN)		338.5	217.5	174.23
	T'=1.4*T(KN)		473.9	304.5	243.922
	N(KN)		-3546.83	-2709.44	-2602.43
	M(KN.m)		3013.23	2226.167	1953.661
	e(m)		0.85	0.82	0.75
	OBS		SPC	SPC	SPC
	σ_{\max} (kN/m ²)		2697.2866	1860.6262	1299.5522
	σ_{\min} (kN/m ²)		-13222	-9900.508	-9021.896
	Lt(m)		0.57	0.53	0.42
	d(m)		3.202	3.202	3.202
Mt(KN.m)		2365.5377	1882.6988	1992.9241	
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)		18.14	14.34	15.29
	A _v /zone c cm ²)		5.39	5.39	5.39
	A _v /adopté zone c cm ²)		13.05	13.05	13.05
	A _{v2} (lt-l/10) (cm ²)		1.00	1.00	1.00
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18.84	18.84	18.84
	A'v2 adopté (cm ²)		1.00	0.50	0.50
	choix	A'v1	6HA20	6HA20	6HA20
	choix	A'v2	2HA8	2HA8	2HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
	A'v2	20	20	20	
section total	Atotal de voile (cm2)		50.73	50.73	50.73
	Atotal tendu(cm ²)		19.84	19.34	19.34
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)		2.3	2.1	1.7
	A _{voile} (minimal cm ²)		10.11	10.11	10.11
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		12.7	12.7	12.7
	AH adopté (cm2)		15.7	15.7	15.7
	choix de la section		20HA10	20HA10	20HA10
	Esp st (cm)		14	14	14
Véification des contruction	5 Mpa	τ_b	0.74	0.48	0.38
	3,26 Mpa	T_u	0.53	0.34	0.27
	15Mpa	σ_{bc}	4.56	3.38	1.43

Tableau VIII.4 : ferrailage de Voile VL3

➤ VOILE VT5 :

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		5.6	5.6	5.6
	b (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m ²)		1.12	1.12	1.12
	I		2.93	2.93	2.93
	L/10		0.56	0.56	0.56
Solicitation de calcul	T(KN)		997.76	915.75	654.9
	T'=1.4*T(KN)		1396.864	1282.05	916.86
	N(KN)		-5377.66	-4540.94	-2248.79
	M(KN.m)		6811.215	6335.242	3498.231
	e(m)		1.27	1.40	1.56
	OBS		SPC	SPC	SPC
	σ_{max} (kN/m ²)		1714.3485	2006.0886	1338.6738
	σ_{min} (kN/m ²)		-11317.31	-10114.91	-5354.37
	Lt(m)		0.74	0.93	1.12
	d(m)		5.320	5.320	5.320
Mt(KN.m)		6740.4882	5107.9268	2168.7198	
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)		35.64	27.59	10.05
	A _v /zone c cm ²)		8.96	8.96	8.96
	A _v /adopté zone c cm ²)		22.40	22.40	22.40
	Av2(lt-l/10) (cm ²)		0.00	1.57	3.14
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		37.69	31.41	20.1
	A'v2 adopté (cm ²)		0.00	1.57	3.14
	choix	A'v1	12HA20	10HA20	10HA14
	choix	A'v2	0	2HA10	4HA10
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
	A'v2	20	20	20	
section total	Atotal de voile (cm2)		97.78	85.22	62.60
	Atotal tendu(cm ²)		37.69	32.98	23.24
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)		2.9	3.7	4.5
	A _{voile} (minimal cm ²)		16.8	16.8	16.8
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		24.4	21.3	15.7
	AH adopté (cm2)		24.88	22.62	15.7
	choix de la section		22HA12	20HA12	20HA10
	Esp st (cm)		12	14	14
Véification des contruction	5 Mpa	τ_b	1.31	1.20	0.86
	3,26 Mpa	τ_u	0.94	0.86	0.62
	15Mpa	σ_{bc}	3.09	2.64	1.31

Tableau VIII.5 : ferrailage de Voile VL4

B. Les linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à Des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les Résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

VIII.1 Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils seront donnés dans le fichier résultat.

VIII.1.1 Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :**1) Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \alpha f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad , \text{ avec : } \bar{V} = 1,4 \cdot V_U \text{ calculé}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2) Ferrailage des linteaux :

- **Premier cas : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,06 \alpha f_{c28}$**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\implies A_l$

Des aciers transversaux $\implies A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\implies A_c$

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

Où : h : est la hauteur totale du linteau

$$A_t = \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

$$\text{Avec : } Z = h - 2d'$$

ou : h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 \cdot V_U$).

Aciers transversaux :

- **Premier sous cas :**

Linteaux longs : $\left(\lambda_s = \frac{l}{h} > 1 \right)$

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$$

Où : S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

L : portée de linteau

- **Deuxième sous cas :**

Linteaux longs : $\left(\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1 \right)$, avec $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V \cdot A_t \cdot f_e}$ et $V = \min(V_1, V_2)$

Ou : $V_1 = 2 \cdot V_U$ calculé

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de

Portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$

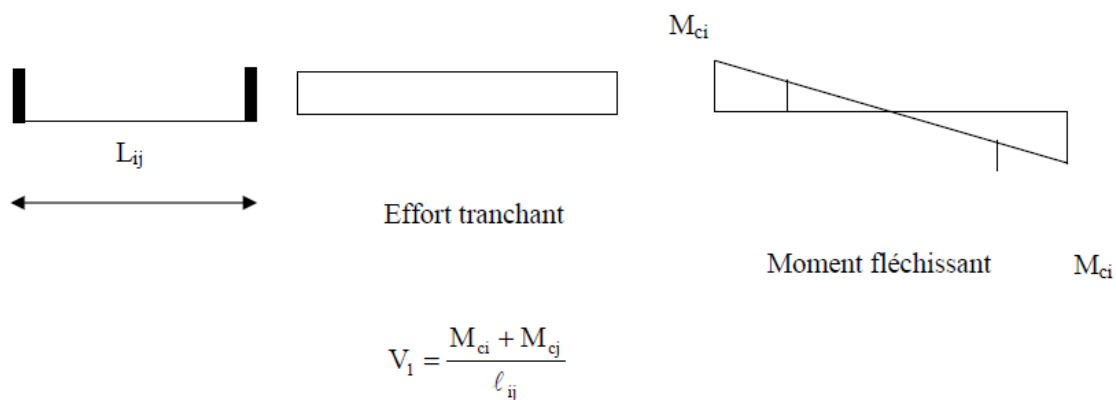


Fig VIII.3 diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant

- **Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$:**

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et Inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums Réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) Suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $\tan \alpha = \frac{h-2d}{l}$ et $V = V_{calculé}$ (sans majoration)

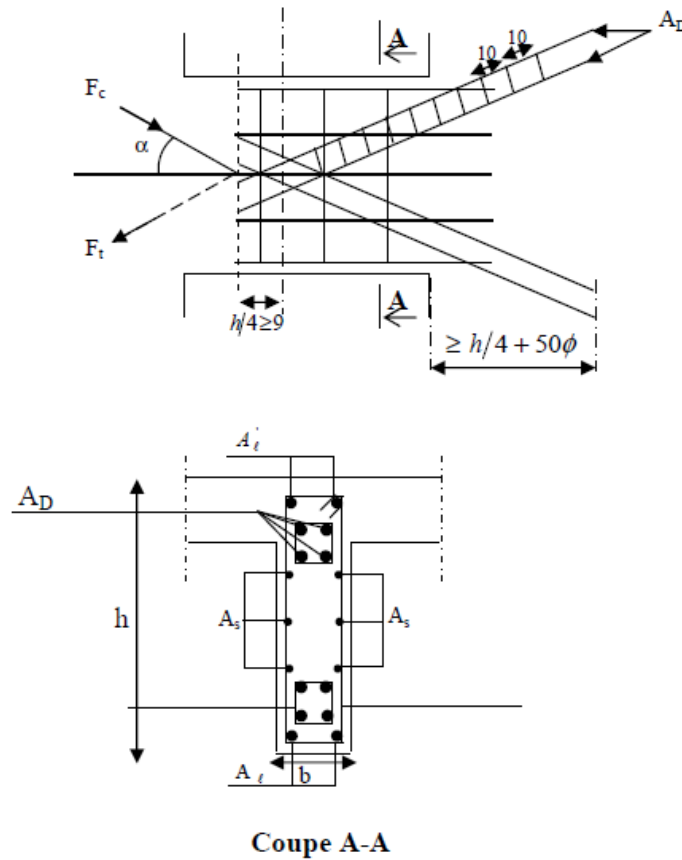


Fig VIII.5 schéma de ferraillage du linteau

Ferraillage minimal :

Armatures longitudinales :

$$A, A' \geq 0,15\% . b . h$$

Armatures transversales :

$$A_t \geq 0,15\% . b . S_t \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025 . f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,25\% . b . S_t \quad \text{si } \tau_b > 0,025 . f_{c28}$$

Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0,15\% . b . h \quad \text{si } \tau_b > 0,06 . f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06 . f_{c28}$$

Armature de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou A_C , 2 nappes doivent être au total d'un Minimum égale à 0,20% de la section verticale du linteau, $A_C = 0,20\% . b$

V.4.3. Exemple de calcul S2 zone 2:

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 0,86 \text{ m}$$

$$l = 1,20 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \quad \text{avec: } V = 1,4 \times V$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 400 \cdot 12 \times 10}{86 \times 0,9 \times 20} = 3,61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :**

$$\tau_b = 3,61 \text{ MPa} > 0,06 \text{ MPa} .$$

$f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$ donc le ferrailage minimal qui sera adopté

- **RPA 2003 :**

$$(A_{l,min} = A'_{l,min}) \geq 0,15\% \cdot e \cdot h = 0,15\% \times 20 \times 86 = 2,58 \text{ cm}^2$$

- **BAEL 91 :**

$$(A_{l,min} = A'_{l,min}) \geq 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot e \cdot (h - c') = 0,23 \times \frac{2,1 \times 20 \times (86 - 3)}{400} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A'_l = 2,00 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 3,61 \text{ MPa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21,5 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 1 \text{ HA } 12 = 1,12 \text{ cm}^2$$

- **Armatures diagonales :**

$$\tau = 3,61 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}, \quad \text{donc il sont nécessaires.}$$

$$A_D = \frac{V = V_{calculé}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d}{l} = \frac{86 - 2 \times 3}{120} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

$$A_D = \frac{400 \cdot 12 \times 10}{2 \times 400 \times \sin 33,69} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2 \text{ HA } 8 = 1 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,002 \cdot e \cdot h = 0,002 \times 20 \times 86 = 3,44 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 3,44 \text{ cm}^2 \text{ , soit } 4HA 12/\text{nappe} = 4.52 \text{ cm}^2$$

• **Longueur d’ancrage :**

$$L_d = \frac{L}{4} + 50\phi = \frac{120}{4} + 50 \times 1,2 = 100 \text{ cm}$$

On prend : $L_d = 90\text{cm}$

Ferraillage des linteaux :

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1.88	0.86	0.86
	l (m)	1.20	1.20	1.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20
Contraintes de cisaillement	$\zeta_b t$	5	5	5
	ζ_b (KN)	2.27	3.62	0.90
	Vu (KN)	549.2	400.12	99.87
Ferraillage des linteaux	$\zeta_b t$	1.5	1.5	1.5
	ζ_b (KN)	2.27	3.62	0.90
	Al =Al' (cm ²)	4.47	2.00	2.00
	Al =Al' (adopté)	4.52	2.26	2.26
	Choix des barres	4HA12	2HA12	2HA12
	St(cm)	25	20	20
	At (cm ²)	1.25	1.00	1.00
	Choix des barres	2HA12	1HA12	1HA12
	St(cm)	20	20	20
	AD (cm ²)	1.5	1.00	1.00
	Choix des barres	3HA8	2HA8	2HA8
	A c (cm ²)	7.52	3.44	3.44
	Al =Al' (adopté)	7.69	4.52	4.52
	Choix des barres	5HA14	4HA12	4HA12

Tableau VIII.6 schéma de ferraillage du linteau

A decorative border resembling a scroll, with a horizontal bar at the top and two curved corners on the left side.

CHAPITRE IX :
Etude de
l'infrastructure

INTRODUCTION

Les fondations par définition sont un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol d'assise.

Cette transmission peut être directe dans le cas de fondations superficielles (semelles isolées ; semelles continues ; radier) ou par des éléments spéciaux (puits ; pieux).

Le choix du type de fondations à adopter dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol et des charges de l'ouvrage. L'étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte maximale admissible $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$.

IX-1 choix du types des fondations

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage)
- économie.

On optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

IX-2 Dimensionnement des semelles (Sous voiles, Sous poteaux) :

IX.2.1 Semelle filantes sous voiles

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{B \cdot L} = \frac{G + Q}{B \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 0.30 \text{ MPa}$)

L : Longueur de la semelle sous voile.

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{BL} = \frac{G + Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/M ²)	S = B x L (m ²)
V _{T1}	1332.1	5.5	0.97	250	5.33
V _{T2}	1169.43	3.5	1.34	250	4.68
V _{T3}	1796.72	3.37	2.13	250	7.19
V _{T4}	1115.45	3.5	1.27	250	4.46
V _{T5}	1004.53	5.6	0.72	250	4.02
					25.67

Tableau IX.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/M ²)	S = B x L (m ²)
VL ₁	1737.61	5	1.39	250	6.95
VL ₂	1743.14	5	1.39	250	6.95
VL ₃	1747.78	5	1.40	250	7.0
					SL=20.9

Tableau IX. 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$St+SL = 25.67+20.9 = S_V = 45.76 \text{ m}^2.$$

IX.2.2 Semelle filantes sous poteaux

Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges $\vec{R} = \sum \vec{N}_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
9	1650.99	-10.48	-17302.4	26.057
10	1747.78	-5.48	-9577.8	25.764
11	2564.56	-0.48	-1231.0	3.226
12	2649.39	4.97	13167.5	3.485
13	2516.63	9.97	25090.8	1.105
14	988.8	14.98	14812.2	15.771
	R=N _{stot} =12118.15		24959.3	75.408

Tableau IX. 3 : Surface des semelles filantes sous les poteaux

On a :

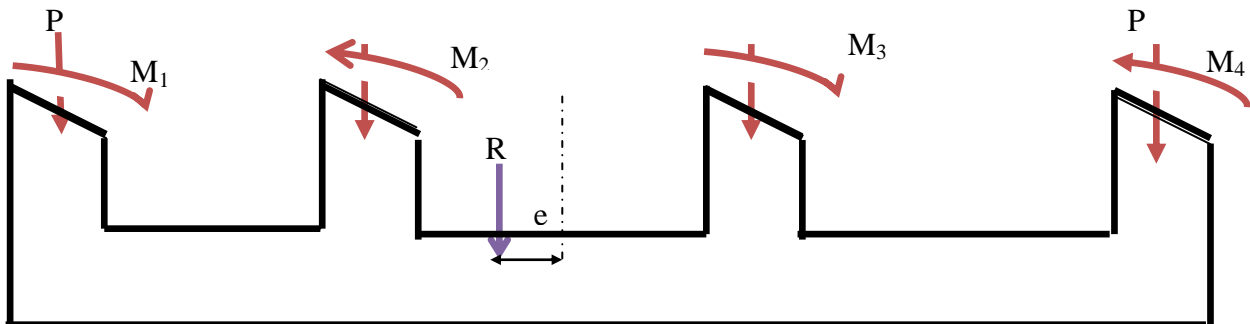
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{24959.3 + 75.408}{12118.15} = 2.06\text{m}$$

$$e = 2.06 < \frac{L}{6} = \frac{29.96}{6} = 5 \text{ m Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N = R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = q_{\min} = \frac{12118.15}{29.96} \times \left(1 - \frac{6 \cdot 2.06}{29.96}\right) = 237.60 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N = R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = q_{\max} = \frac{12118.15}{29.96} \times \left(1 + \frac{6 \cdot 2.06}{29.96}\right) = 571.33 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N = R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = q_{(L/4)} = \frac{12118.15}{29.96} \times \left(1 + \frac{3 \cdot 2.06}{29.96}\right) = 487.90 \text{ KN/ml}$$



Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{487.90}{250} = 1.95\text{m} \text{ on prend } B = 2\text{m}$$

$$\text{On aura donc, } S = 2 \times 29.96 = 59.92\text{m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n: Nombre de portique dans le sens considéré.

$$\mathbf{n=5} \text{ donc } S_p = 59.92 \times 5 = 299.6\text{m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 299.6 + 45.76 = 345.36$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{bat} = 525.04\text{m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{345.04}{525.04} = 0.65$$

$$S_t \geq 50 \% S_{bat}$$

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol} = 2.5\text{bars}$), les semelles occupent une Superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment. Pour cela nous opterons pour un radier général.

IX-3 Etude de radier

IX-3.1 Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

Selon la condition forfaitaire

- **Sous voile :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 5.45\text{m} \quad 68\text{cm} \leq h_d \leq 109\text{cm}.$$

On prend : $h = 80\text{cm}$.

- **Sous poteau :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{545}{20} = 27.25\text{cm}$$

On prend : $h_d = 30\text{cm}$.

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec :

$$h_n \geq \frac{545}{10} = 54.5\text{cm}$$

Soit : $h_n = 60\text{cm}$.

IX-3.2 Vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec, L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40\text{MPa}$.

$I = \frac{bh^3}{12}$: L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865\text{MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successives.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 5.45\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.17\text{m}$$

Soit : $h = 120\text{cm}$.

$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad 48 \leq b_n \leq 84$ On prend : $b_n = 60\text{cm}$.

La hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq ef \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow 10.9 \leq h_d \leq 13.62 \text{ (reposant 4 appuis)}$$

On adopte 12cm

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 120\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 60\text{ cm}$ Largeur de la nervure.

ef =hauteur de la dalle flottante

IX-3.3Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{1.35 \times G + 1.5Q}{1.33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{1.35 \times 67687.67 + 1.5 \times 12689.7}{1.33 \times 250} = 332.06\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{G + N}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{67687.67 + 12689.7}{250} = 321.50\text{m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 332.06\text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 525.04\text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} > S_{\text{rad}}$$

D'après le BAEL nous devons ajouter un débord minimal de largeur $L_{\text{débord}}$:

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\right) = \left(\frac{120}{2}, 30\right) = 60\text{ cm}$$

h_n = La hauteur de la nervure

Donc le débord est de : 60cm dans les 4 sens

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 525.04 + (29.96 + 18.56) \times 2 \times 0.6 = 583.26\text{m}^2$$

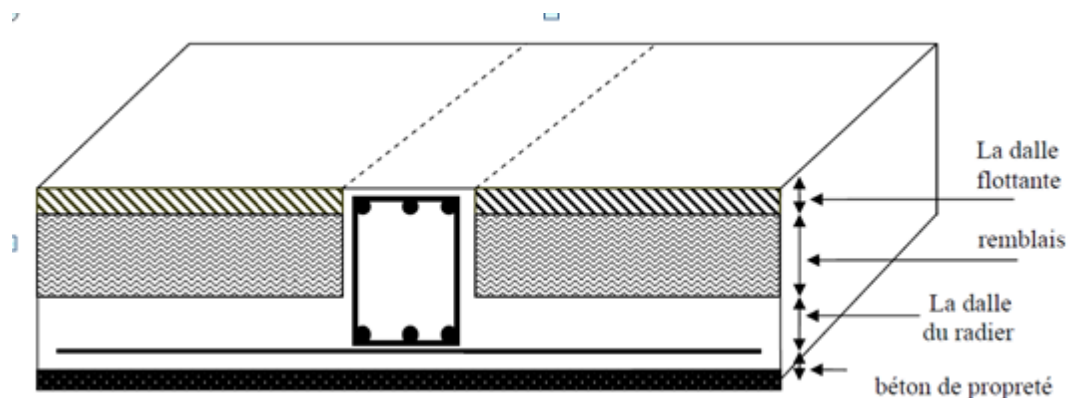


Figure IX.1 : coupe verticale du radier

-Charge permanente : $G = 67687.67 \text{ KN}$

Prad = Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

-Poids de la dalle : $g1 = (S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho) = 583.26 \times 0,30 \times 25 = 4374.45$

-Poids des nervures : $g2 = (b \times (h_n - h_d) \times \rho \times L \times m)$

-m,n: nombre de portiques dans le sens considéré

-m(sens xx')=6

-n(sens yy')=5

$g2 = (0,6 \times (1,20 - 0,3) \times 25 \times 18,56 \times 5) + (0,6 \times (1,20 - 0,3) \times 25 \times 29,96 \times 6) = 4783,42 \text{ KN}$

-Poids du TVO: $g3 = \text{PTVO} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - \text{edf}) \times \rho$

$$S_{\text{ner}} = \frac{\text{Poids des nervures: } g2}{L_{\text{debord}} \times p} = \frac{4783,428}{0,6 \times 25} = 318,89 \text{ m}^2$$

$g3 = \text{PTVO} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - \text{edf}) \times \rho$

$g3 = (583,26 - 318,89) \times (1,20 - 0,30) \times 25 = 5948,32 \text{ KN}$

-Poids de la dalle flottante : $g4 = (S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho) = (583,26 \times 0,12 \times 25) = 1749,78 \text{ KN}$

$\text{Prad} = g1 + g2 + g3 + g4 = 4374,45 + 4783,42 + 5948,32 + 1749,78 = 16855,9 \text{ KN}$

Gt = poids du radier + poids de la structure :

$Gt = 16855,9 + 70225,61 = 87081,51 \text{ KN}$.

IX-3.4 Surcharge d'exploitation :

Surcharge de bâtiment : $Q = 12689,7 \text{ KN}$

Le radier c'est un parking $Q = 2,5$ (art 7.1 D.T.U 2.2)

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 583,26 = 1458,15 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = 12689,7 + 1458,15 = 14147,85 \text{ KN}$

Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 87081,51 + 1,5 \times 14147,85 = 138781,81 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 87081,51 + 14147,85 = 101229,36 \text{ KN}$

IX-4 Vérifications :

IX-4.1 Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100\text{cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27\text{cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{138781.8 \times 1}{583.26} \times \frac{5.45}{2} = 648.41\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{648.41 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.40\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX-4.2 Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.61\text{m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.72\text{m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = bh^3/12 = 15962.26\text{m}^4$$

$$I_{yy} = hb^3/12 = 41593.18\text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

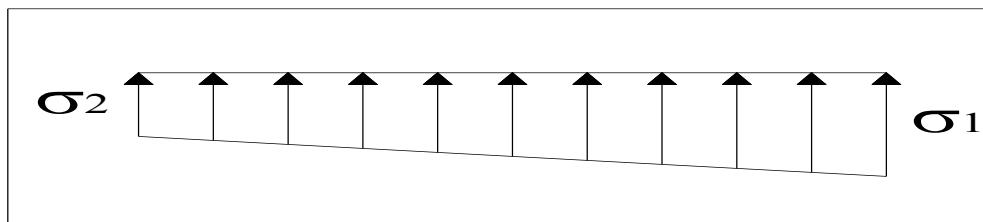
Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Ainsi nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

-Sens longitudinal :

$$M_X = 90077.272 + 3633.05 \times 1.2 = 94951.648\text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{138781.81}{583.26} + \frac{94951.648}{41593.18} \times 10.61 = 262.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{138781.81}{583.26} - \frac{94951.648}{41593.18} \times 10.61 = 213.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 262.16 + 213.71}{4} = 250.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $\Rightarrow \sigma_m = 250.04 < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 332.5$ (Condition vérifiée)

$$\text{1A l'ELS : } \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{101229.36}{583.26} + \frac{94951.648}{41593.18} \times 10.61 = 197.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{101229.36}{583.26} - \frac{94951.648}{41593.18} \times 10.61 = 149.33 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 197.77 + 149.33}{4} = 185.66 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{\text{sol}} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

-Sens transversal :

$$M_Y = 100443.596 + 4061.98 \times 1.2 = 105317.97 \text{ KN.m}$$

l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{138781.81}{583.26} + \frac{105317.97}{15962.26} \times 9.72 = 242.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{138781.81}{583.26} - \frac{105317.97}{15962.26} \times 9.72 = 102.99 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 242.99 + 102.99}{4} = 207.99 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{\text{SOL}} = 332.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

l'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{101229.36}{583.26} + \frac{105317.97}{15962.26} \times 9.72 = 237.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{101229.36}{583.26} - \frac{105317.97}{15962.26} \times 9.72 = 109.425 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 237.68 + 109.425}{4} = 205.61 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{SOL}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX-4.3 Vérification à l'effort sous pression :

La vérification du radier sous l'effet de la sous pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer de non soulèvement bâtiment sous l'effet de cette dernière. On doit vérifier la condition suivante : $P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z$

P : poids total du bâtiment à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 0,9 \text{ m}$

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$P = G + G_{\text{radier}} = 16855,9 + 70225,61 = 87081,51 \text{ kN}$

$P = 87081,51 \text{ kN} \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 583,26 \times 10 \times 1,2 = 10498,68 \text{ kN}$

(condition vérifiée).

IX-4.4 Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

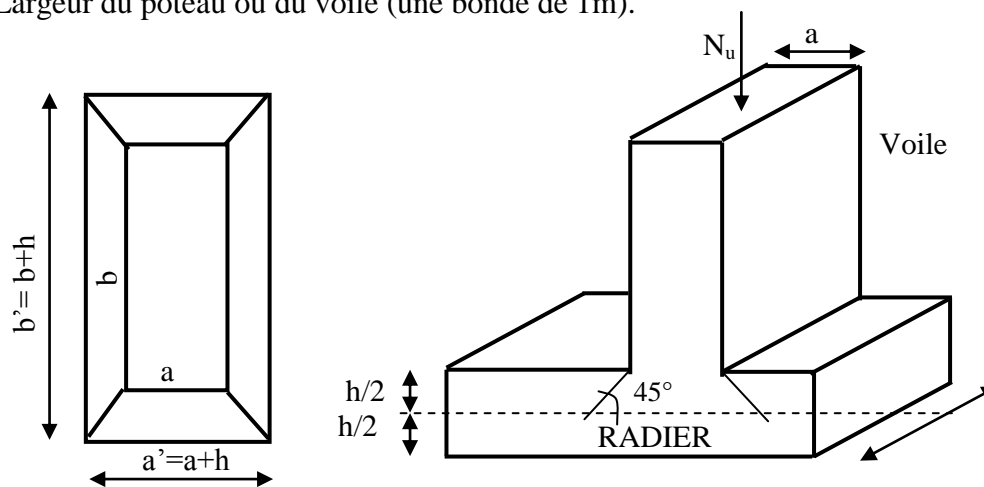


Figure IX.2 : Schéma statique de poinçonnement

Périmètre utile des voiles et des poteaux

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0,60+0,60+2 \times 1) \times 2 = 6,4 \text{ m}$$

$$N_u = 3533,05 \text{ kN} < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1,00 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4800 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification pour le voile le plus sollicité :

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0,20+1+2 \times 1) \times 2 = 6,4\text{m}$$

$$N_u = 3664,86\text{KN} < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1,00 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4800\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX-5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul

Se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

Remarque :

Vu que la longueur des débords égale à 60cm, les armatures de la dalle seront largement Supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les Armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

IX-6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL91**.

Le calcul se fait en deux étapes :

1) Ferrailage de la dalle : elle sera calculée comme un ensemble de panneaux de dalle soumis à la réaction du sol ;

2) Ferrailage des nervures : elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les contraintes prise en compte dans les calculs sont :

$$q_U = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 250,4 - \frac{16855,9}{583,26} = 221,50\text{kN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 185,66 - \frac{16855,8}{583,26} = 156,76\text{kN/m}^2.$$

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **(BEAL 91)**

IX.6.1 Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : $0,4 \leq \rho \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$)

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

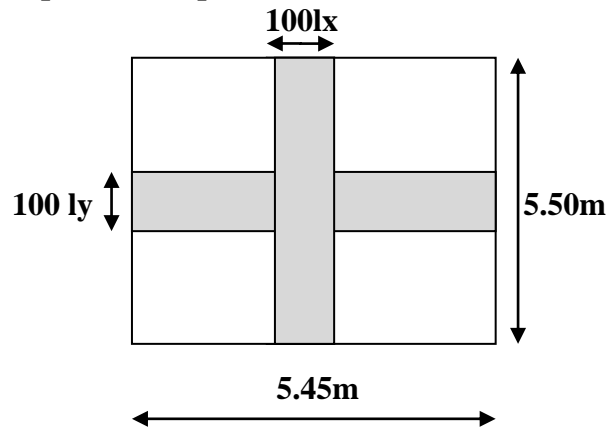


Figure IX.3 . Dimensions du panneau de dalle.

$$\nu=0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.45}{5.50} = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0377 \\ \mu_y = 0.978 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

IX.6.2.Calcul des armatures à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0377 \times 221.50 \times 5.45^2 = 248.03 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.978 \times 248.03 = 242.57 \text{ KNm}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de (0.5) aux appuis et (0.75)

en travées.

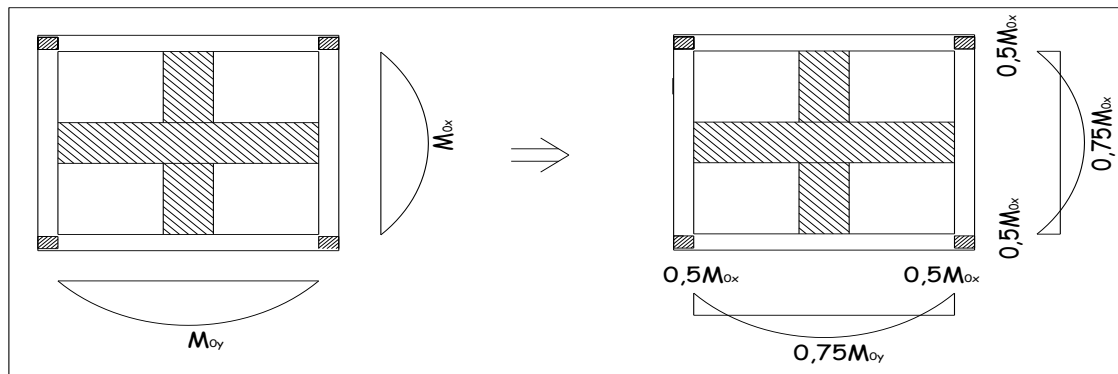


Figure IX.4. Moments isostatiques et moments après prise

En compte de la continuité du panneau.

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens		M (KNm)	M _{réduit} (KNm)	b (cm)	d (cm)	μ	β	Obs	As (cm ²)	A _{adoptée}	St
X-X	Appuis	248.03	124.01	100	27	0.12 9	0.93	SSA	14.73	5HA20=15.70	20
	Travée		186.02	100	27	0.19 3	0.891	SSA	23.07	5HA20 + 5HA16 en chapeau = 25.75	20
Y-Y	Appuis	242.57	121.28	100	27	0.12 6	0.994	SSA	13.48	5HA20=15.70	20
	Travée		181.92	100	27	0.18 9	0.894	SSA	22.49	5HA20 + 5HA16 en chapeau = 25.75	20

Tableau IX.4. Ferrailage du panneau le plus sollicité

IX.7. Vérification à l'ELU:

Condition de non fragilité :

Armatures parallèles à L_x

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Avec :

W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armatures minimale dans une direction donnée à la section totale de béton.

W₀ : Taux d'aciers minimal.

$W_0 = 0.8 ‰$ pour les HA de nuance feE400.

Armatures parallèles à L_y

$$W_y = \frac{A_{\min}}{bd} \geq W_0$$

$$A_{\min} \geq b \times d \times W_0 = 100 \times 27 \times 0.0008 = 2.16 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

Escapement (Art A8.2 242 BAEL91) :

Direction la plus sollicitée: $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens

Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1,211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{179.06 \times 5.45}{2} = 487.93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{487.93 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.807 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \}.$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.807 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

IX.8.Ferrailage des nervures :

Elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

IX.8.1.Sollicitation de calcul :

$$q_U = 221.50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 156.76 \text{ kN/m}^2$$

Remarques

- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

IX.8.2.Schéma statique de calcul :

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal

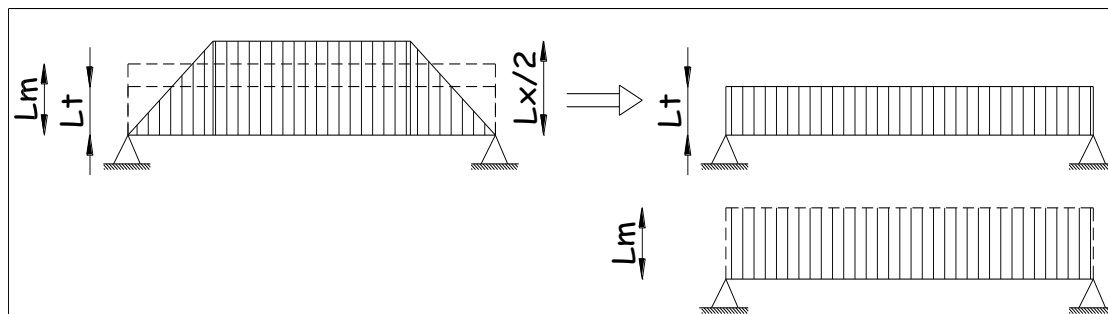


Figure IX.5. Présentation des chargements simplifiés.

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

Cas de chargement triangulaire

$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$

Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur L_t) :

(1) $\Rightarrow L_t = 0.25 \times L_x$

Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur L_m) :

(2) $\Rightarrow L_m = 0.333 \times L_x$

IX.8.3. Calcul des charges

A. Sens longitudinal

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	L_m [m]	L_t [m]	q_u [kN/m ²]	q_s [kN/m]
1-2	5.01	4.90	0.98	1.71	1.31	221.5	156.76
	5.01	4.10	0.82	1.95	1.67	221.5	156.76
2-3	5	4.90	0.98	1.70	1.30	221.5	156.76
	5	4.10	0.82	1.94	1.66	221.5	156.76
3-4	5.45	4.90	0.90	1.99	1.62	221.5	156.76
	5.45	4.10	0.75	2.21	1.95	221.5	156.76
4-5	5	4.90	0.98	1.70	1.30	221.5	156.76
	5	4.10	0.82	1.94	1.66	221.5	156.76
5-6	5	4.90	0.98	1.70	1.30	221.5	156.76
	5	4.10	0.82	1.94	1.66	221.5	156.76
6-7	3.95	4.90	0.81	1.55	1.33	221.5	156.76
	3.95	4.10	0.96	1.36	1.06	221.5	156.76

Travée	Q_{um} [kN/m]	ΣQ_{um} [kN/m]	Q_{sm} [kN/m]	ΣQ_{sm} [kN/m]	Q_{ut} [kN/m]	ΣQ_{ut} [kN/m]	Q_{st} [kN/m]	ΣQ_{st} [kN/m]
1-2	377.94	808.93	267.47	572.50	289.48	658.54	204.87	466.06
	430.99		305.02		369.06		261.19	
2-3	376.48	806.11	266.44	570.50	287.84	655.42	203.71	463.85
	429.64		304.06		367.58		260.14	
3-4	440.95	930.67	312.07	658.66	359.63	792.42	254.52	560.81
	489.72		346.59		432.79		306.29	
4-5	376.48	806.11	266.44	570.50	287.84	655.42	203.71	463.85
	429.64		304.06		367.58		260.14	
5-6	376.48	806.11	266.44	570.50	287.84	655.42	203.71	463.85
	429.64		304.06		367.58		260.14	
6-7	342.70	644.82	242.54	456.35	295.32	529.77	209.01	374.93
	302.12		213.81		234.44		165.92	

Tableau IX.5. Calcul des charges totales agissant sur la nervure sens longitudinal

Détermination des moments fléchissant

Pour le calcul moments fléchissant, on utilise le programme ETBAS



Figure IX.6. Diagramme des efforts tranchants ELU :

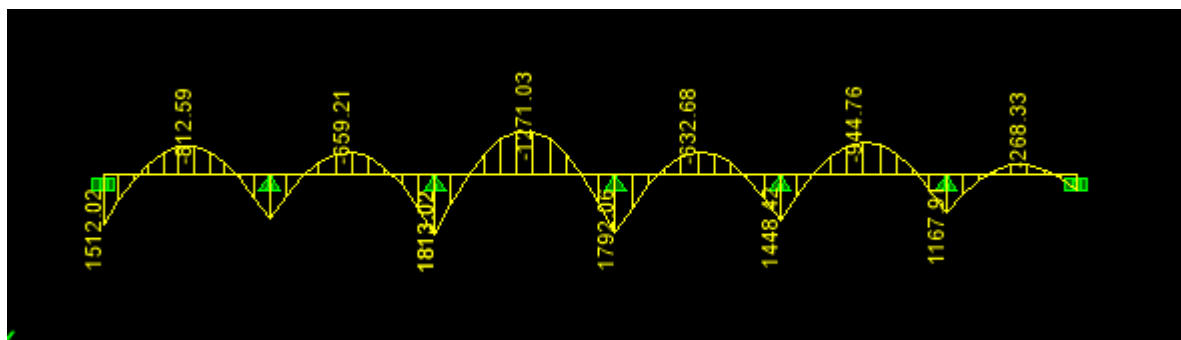


Figure IX.7. Diagramme des moments fléchissant à ELU :

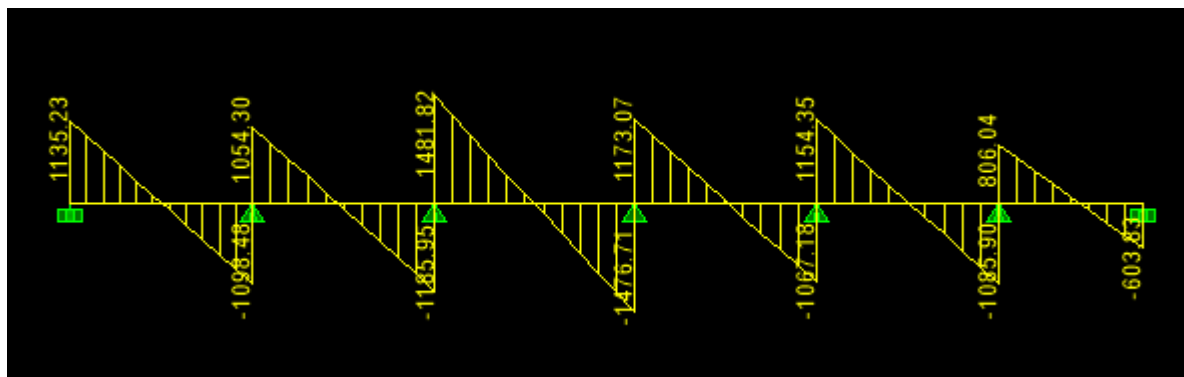


Figure IX.8. Diagramme des efforts tranchants ELS :

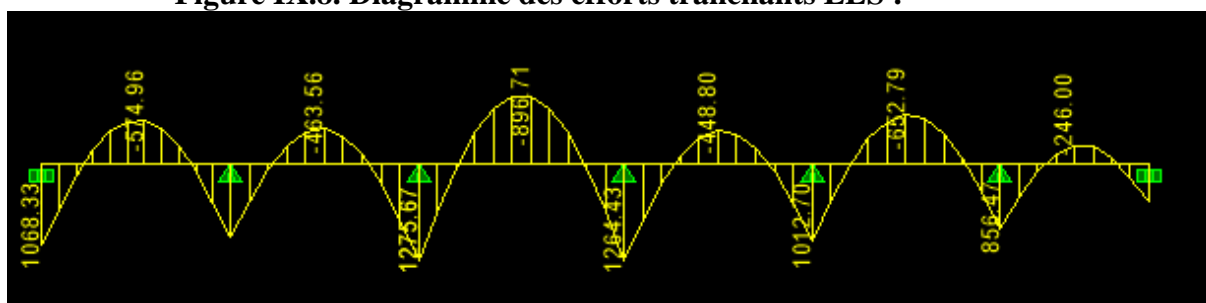


Figure IX.9. Diagramme des moments fléchissant ELS :

B. Sens transversal :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

Travée	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	L_m [m]	L_t [m]	q_u [kN/m ²]	q_s [kN/m]
A-B	5.	4.90	0.98	1.70	1.30	221.5	156.76
	5.45	4.90	0.90	1.99	1.62	221.5	156.76
B-C	5	4.10	0.82	1.94	1.66	221.5	156.76
	5.45	4.10	0.75	2.21	1.95	221.5	156.76
C-D	5	3.50	0.70	2.09	1.89	221.5	156.76
	5.45	3.50	0.64	2.35	2.16	221.5	156.76
D-E	5	5.5	0.91	1.81	1.47	221.5	156.76
	5.45	5.5	0.99	1.83	1.39	221.5	156.76

Travée	Q_{um} [kN/m]	ΣQ_{um} [kN/m]	Q_{sm} [kN/m]	ΣQ_{sm} [kN/m]	Q_{ut} [kN/m]	ΣQ_{ut} [kN/m]	Q_{st} [kN/m]	ΣQ_{st} [kN/m]
A-B	376.48	817.43	266.44	578.51	287.84	647.47	203.71	458.23
	440.95		312.07		359.63		254.52	
B-C	429.64	919.36	304.06	650.65	367.58	800.37	260.14	566.44
	489.72		346.59		432.79		306.29	
C-D	463.30	983.91	327.89	696.34	418.08	897.20	295.88	634.97
	520.61		368.45		479.12		339.08	
D-E	401.20	807.23	283.94	571.30	324.93	632.18	229.96	447.41
	406.03		287.36		307.26		217.45	

Tableau IX.6. Calcul des charges totales agissant sur la nervure sens transversal

Détermination des moments fléchissant

Pour le calcul moments fléchissant, on utilise le programme ETABS :

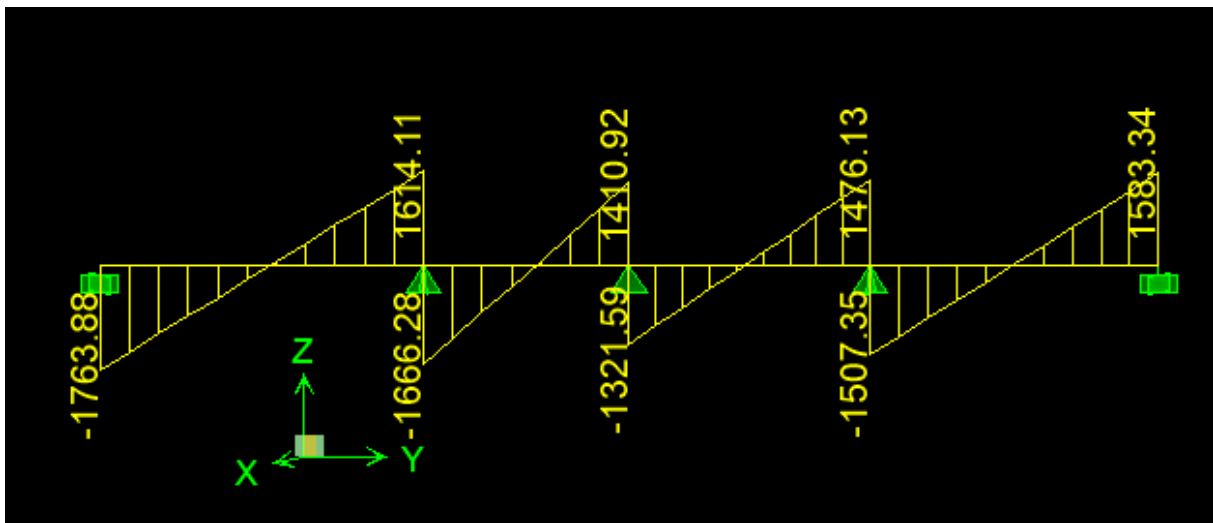


Figure IX.10. Diagramme des efforts tranchants ELU :

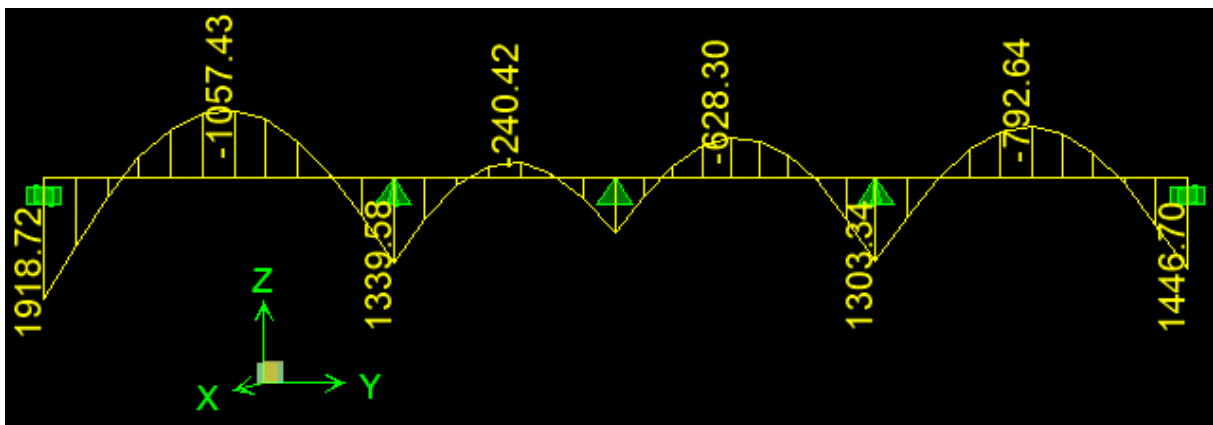


Figure IX.11. Diagramme des efforts tranchants ELU :

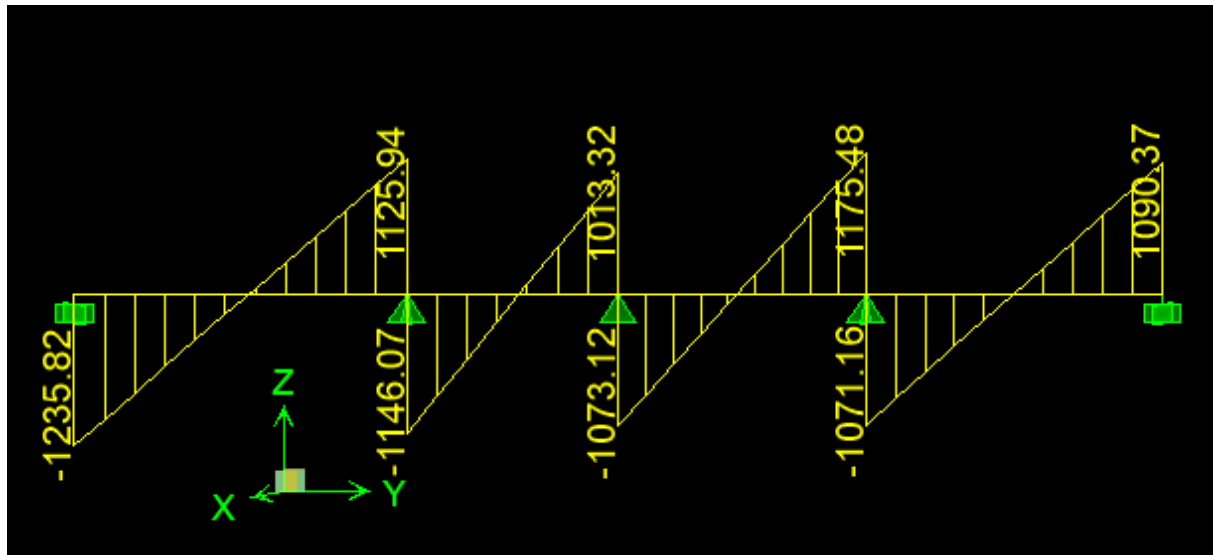


Figure IX.12. Diagramme des efforts tranchants ELS :

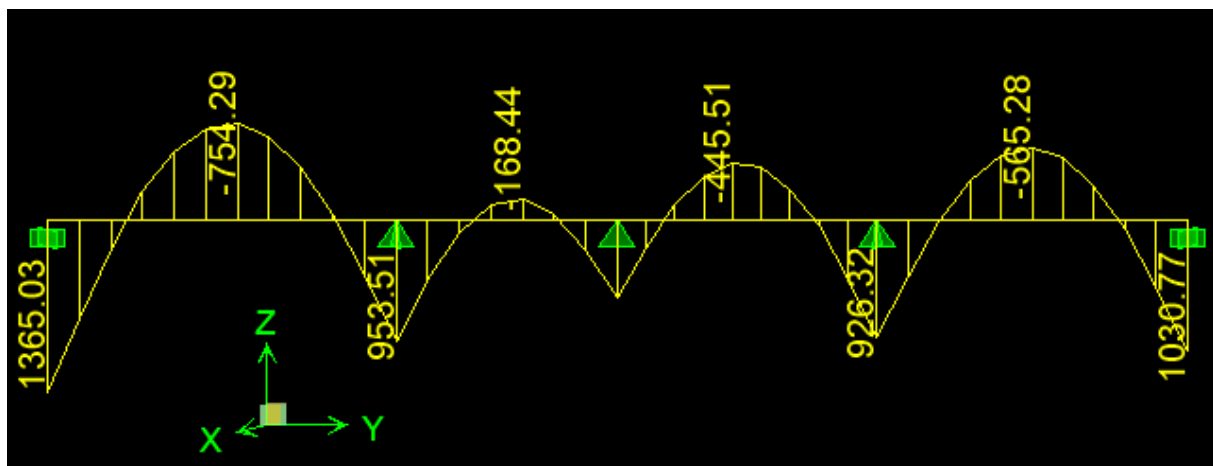


Figure IX.13. Diagramme des efforts tranchants ELS :

IX.8.4. Détermination des sections d'armatures des nervures

$b = 60\text{cm}$; $d = h - c = 117\text{cm}$;

IX.8.4.1. Armature longitudinal :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	1813.02	1275.67	1918.722	1365.03
M_{tmax} (KN.m)	1271.03	896.71	1057.427	754.292
T_{max} (KN)	2113.75	1173.07	1763.88	1235.82

- **Sens longitudinal :**

appuis travée	M_u (kN.m)	μ	μ_l	Obs	β	A(cm ²)	$A_{adobté}$ (cm ²)
Appuis	1813.02	0.155	0.392	S.S.A	0.916	48.61	(10HA25) filante = 49.10cm ²
Travée	1271.03	0.109	0.392	S.S.A	0.943	33.10	(7HA25) filante =34.37 cm ²

Tableau IX.7. Calcul des armatures de la nervure sens longitudinal.

- **Sens transversal :**

appuis travée	M_u (kN.m)	μ	μ_l	Obs	β	A(cm ²)	$A_{adobté}$ (cm ²)
Appuis	1918.72	0.165	0.392	S.S.A	0.910	51.79	(11HA25) filante = 54.01 cm ²
Travée	1057.43	0.091	0.392	S.S.A	0.943	27.25	(7HA25) filante = 34.37 cm ²

Tableau IX.8 Calcul des armatures de la nervure transversal.

IX.8.4.2. Armature transversal :

- **Espacement des armatures :**

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi \right\} = \min \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{30 \text{ cm}; 24 \text{ cm}\} = 24 \text{ cm}$$

On adopte **st=10cm**

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

En zone nodale : $A_{min} = 0,003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{min} = 0,003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2$

Soit : deux cadres soit de 10 = 4HA10 = 3,14 cm² **Condition vérifié**

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de

paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1.2 \text{ ml} \times 1 = 2.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm**

IX.8.4.3. Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité (B.A.E.L.91.article :A.4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 60 \times 120 \times 2.1}{400} = 8.69 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1,211)**

Sens longitudinal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

L'effort tranchant maximal est : $V_u = 2113.75 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{2113.75 \times 10^{-3}}{1.17 \times 0.60} = 3.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \{ 0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = \min \{ 3.25; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.01 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Sens transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

L'effort tranchant maximal est : $V_u = 1763.88 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1763.88 \times 10^{-3}}{1.17 \times 0.60} = 2.51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \{ 0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = \min \{ 3.25; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.51 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IX.8.4.3. Vérification à l'ELS :

- **Sens longitudinal :**

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis.

$$M_{a \max} = 1275.67 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 896.71 \text{ N.m}$$

- **Sens transversal :**

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis.

$$M_{a\max} = 1365.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{t\max} = 754.29 \text{ N.m}$$

-Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

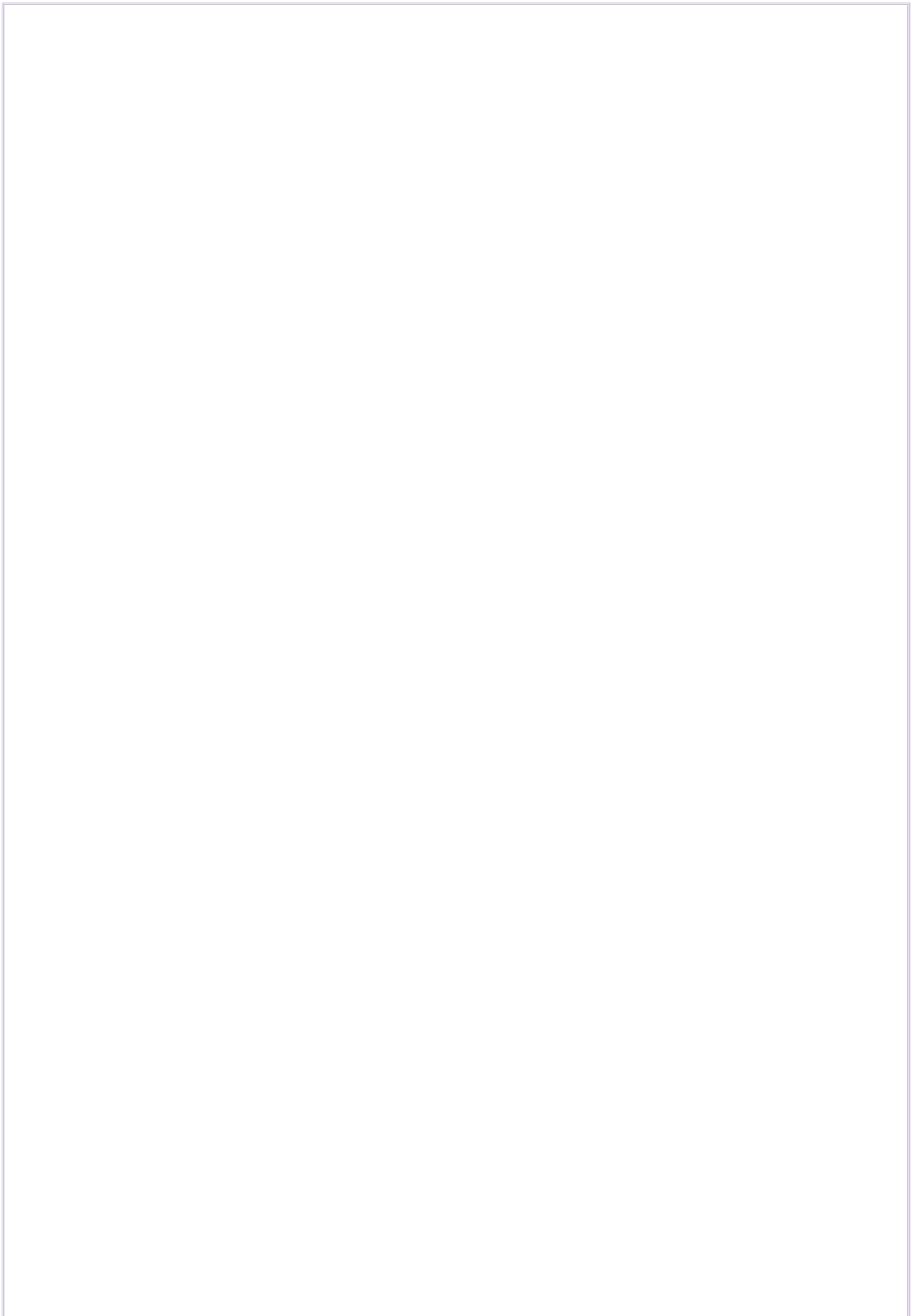
-Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Ob _s
xx	Appuis	49.10	1275.67	0.71	0.89	25.83	239	348	6,81	15	Cv
	Travée	34.37	896.71	0.54	0.93	30.45	239,3	348	5,84	15	Cv
yy	Appuis	54.01	1365.03	0.81	0.871	23.76	232,6	348	6,89	15	Cv
	Travée	34.37	754.29	0.40	0.902	36.02	231,5	348	5,35	15	Cv

Tableau IX.8 Vérification des contraintes à l'ELS



A decorative border resembling a scroll, with a horizontal bar at the top and two curved corners on the left side.

CHAPITRE IX :
Etude de voile
périphérique

INTRODUCTION

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

X.1 pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On Adopte pour épaisseur de **20 cm**.

Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$K_0 = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) = 0.333$$

Calcul des sollicitations :

On le sous-sol=3.06m

Entre-sol=3.57m

$$H = 3.06 + 3.57 = 6.63\text{m}$$

ELU :

- $0 \leq h \leq 3.57$

$$\sigma_{H1} = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.333 \times 10 = 4.99 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.57 \text{ m} \rightarrow \sigma_1 = 0.333 \times (1.35 \times 17 \times 3.57 + 1.5 \times 10) = 32.27 \text{ KN/m}^2$$

- $0 \leq h_2 \leq 3.06$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times (h_1 + h_2) + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 \times (1.35 \times 17 \times 3.57 + 1.5 \times 10) = 32.27 \text{ KN/m}$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H12} = 0.333 \times (1.35 \times 17 \times (3.57 + 3.06) + 1.5 \times 10) = 55.66 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

- $0 \leq h_1 \leq 3.57$

$$\sigma_{H1} = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h_1 + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 \times 10 = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.57 \text{ m} \rightarrow \sigma_1 = 0.333 \times (17 \times 3.57 + 10) = 40.78 \text{ KN/m}^2$$

- $0 \leq h_2 \leq 3.06$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times (h_1 + h_2) + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 \times (17 \times 3.57 + 10) = 23.53 \text{ KN/m}$$

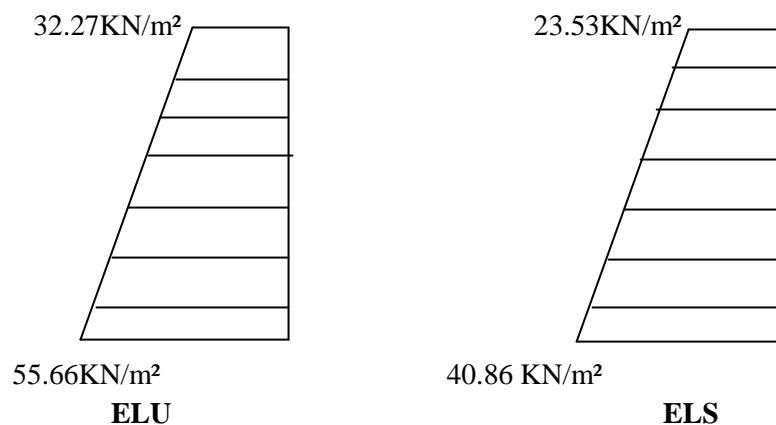
$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H12} = 0.333 \times (17 \times (3.57 + 3.06) + 10) = 40.86 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

D'après les résultats on prend le plus défavorable parmi entre le sous-sol et entre-sol

Donc on prend les contraintes de sous-sol

Diagramme des contraintes :



$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 55.66 + 32.27}{4} = 49.81 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 40.86 + 23.53}{4} = 36.52 \text{ KN/ml}$$

X.2 Ferrailage du voile périphérique :

Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

Identification des panneaux :

$$l_x = 3.06 \text{ m}$$

$$l_y = 4.85 \text{ m}$$

$$p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{4.85} = 0.63 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$p = 0.72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0772 \\ \mu_y = 0.343 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0772 \times 49.81 \times 3.06^2 = 36 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.343 \times 36 = 12.348 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens xx :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 36 = 18 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 36 = 27 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 12.348 = 6.174 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 12.348 = 9.261 \text{ KN.m}$$

Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st (cm)
Xx	Appuis	18	0.044	0.392	SSA	0.978	3.11	2	5HA10 =3.92	20
	Travée	27	0.066	0.392	SSA	0.966	4.72	2	5HA12 =15.65	20
Yy	Appuis	6.17	0.021	0.392	SSA	0.99	1.46	2	4HA10 =3.14	25
	Travée	9.26	0.031	0.392	SSA	0.984	2.20	2	4HA10 =3.14	25

Tableau 1- ferrailage du voile périphérique

X. 3Vérification RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de **HA8**.

Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $S_t < \min\{3xh; 33\text{cm}\}$

Dans le sens XX : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

Dans le sens YY : $S_t = 25\text{cm} < 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL 91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = \longrightarrow 2,05 \text{ cm}^2$$

Dans le sens xx : $5HA12 = 5.65\text{cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

Dans le sens yy : $4HA10 = 314\text{cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.4.6.1 ,23/BAEL 91) :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour les $\phi 10$: $l_s = 35.27 \text{ cm}$ on prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

Pour les $\phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$ on prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\phi 12$: $0.4 l_s = 14.108 \text{ cm}$

Pour les $\phi 10$: $0.4 l_s = 16.93 \text{ cm}$

X. 3 vérification à l'ELS :

ELS :

$$l_x = 3.57 \text{ m}$$

$$l_y = 4.85 \text{ m}$$

$$p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{4.85} = 0.63 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$p = 0.63 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0825 \\ \mu_y = 0.508 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0825 \times 36.52 \times 3.06^2 = 28.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.508 \times 28.21 = 14.33 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 28.21 = 14.105 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 28.21 \times 0.75 = 21.15 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 14.33 \times 0.5 = 7.165 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 14.33 \times 0.75 = 10.74 \text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \frac{M^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \rho_1 = \frac{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}}{b \cdot d}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

Sens	Zone	$M_s(\text{KN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	ρ_1	β	K1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	obs
Xx	Appuis	14.10	3.92	0.230	0.923	49.51	229.3	348	4.63	15	CV
	Travée	21.15	5.65	0.532	0.891	30.75	247.1	348	8.04	15	CV
Yy	Appuis	7.16	3.14	0.369	0.906	38.19	191.7	348	5.02	15	CV
	Travée	10.74	3.14	0.369	0.906	38.19	287.6	348	7.53	15	CV

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion :

Le ferrailage de voile périphérique est comme suit :

Sens xx :

Appuis : 5HA10/ml avec espacement de 20cm

Travées : 5HA12/ml avec espacement de 20cm

Sens yy :

Appuis : 4HA10/ml avec espacement de 25cm

Travées : 4HA10/ml avec espacement de 25cm

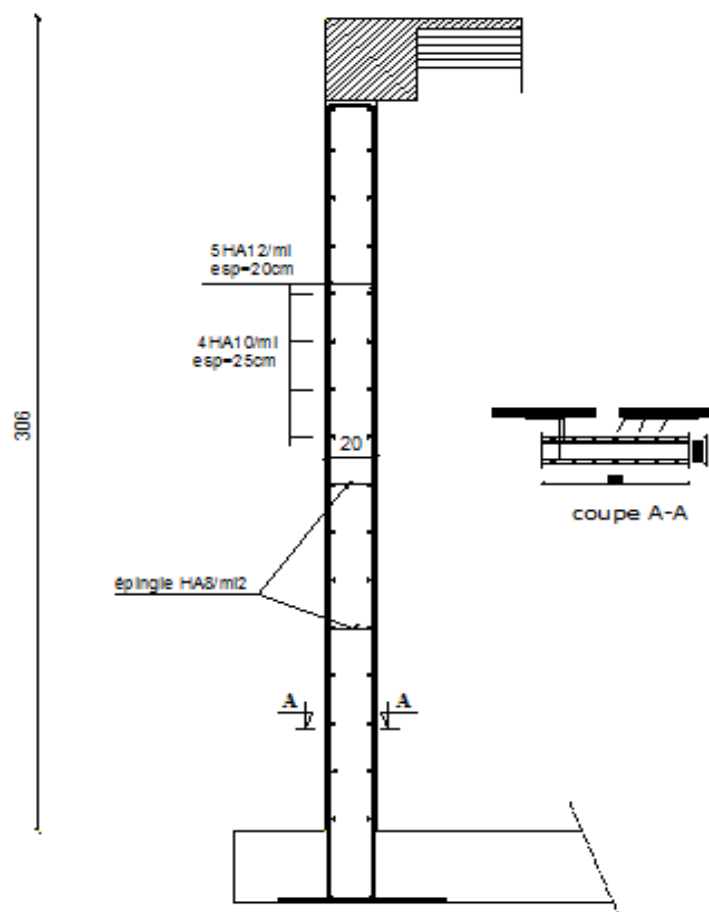
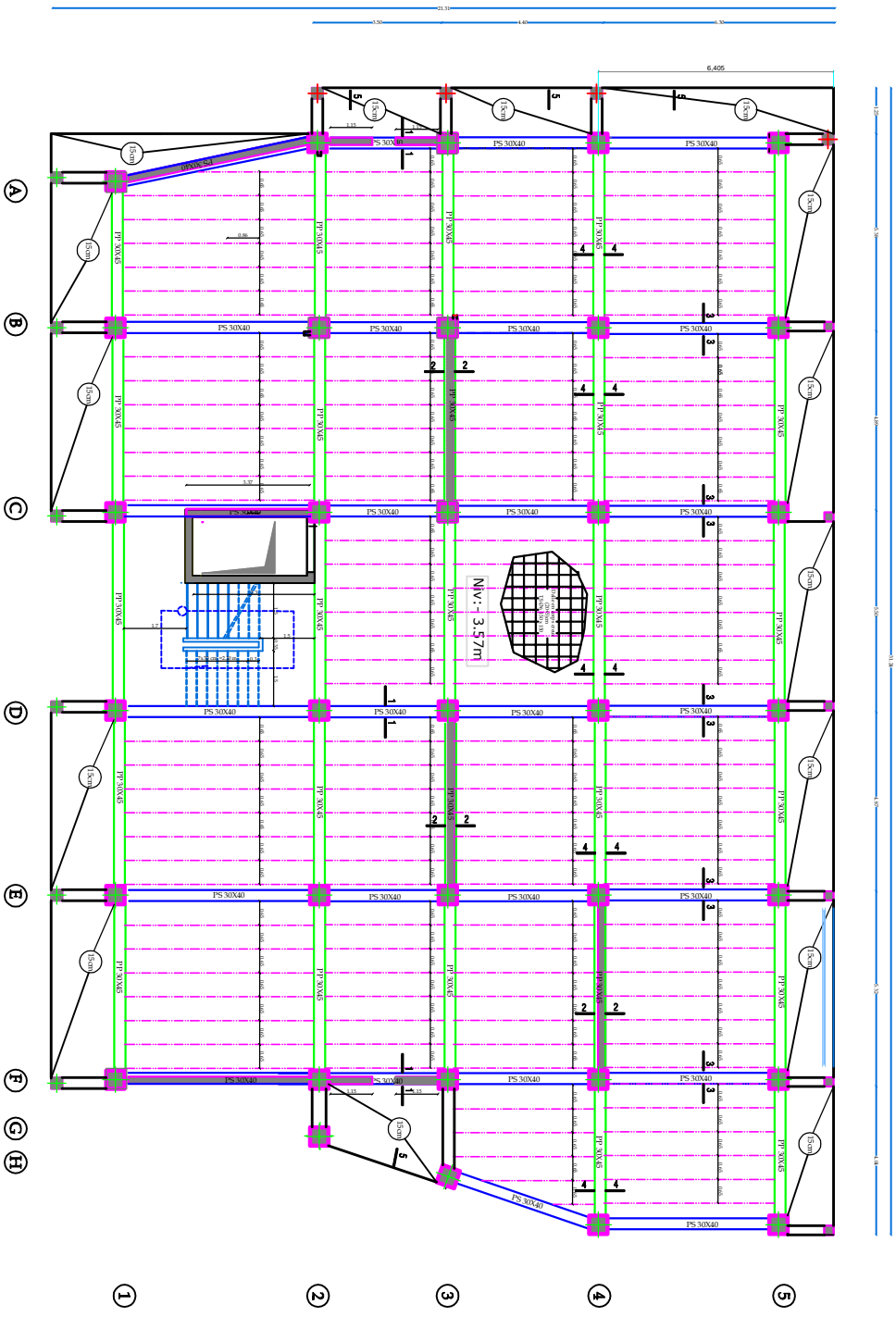
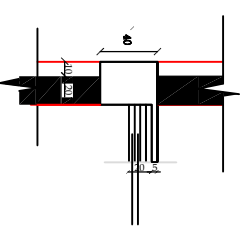


Fig.x1 : Ferrailage du voile périphérique

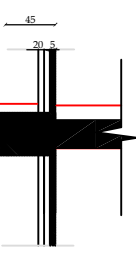
Coffrage de plancher L'étage courant



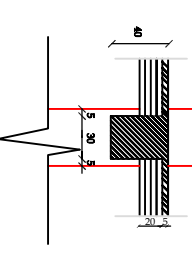
Coupe 1-1



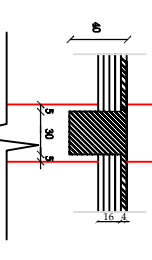
Coupe 2-2



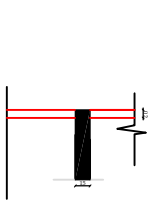
Coupe 3-3

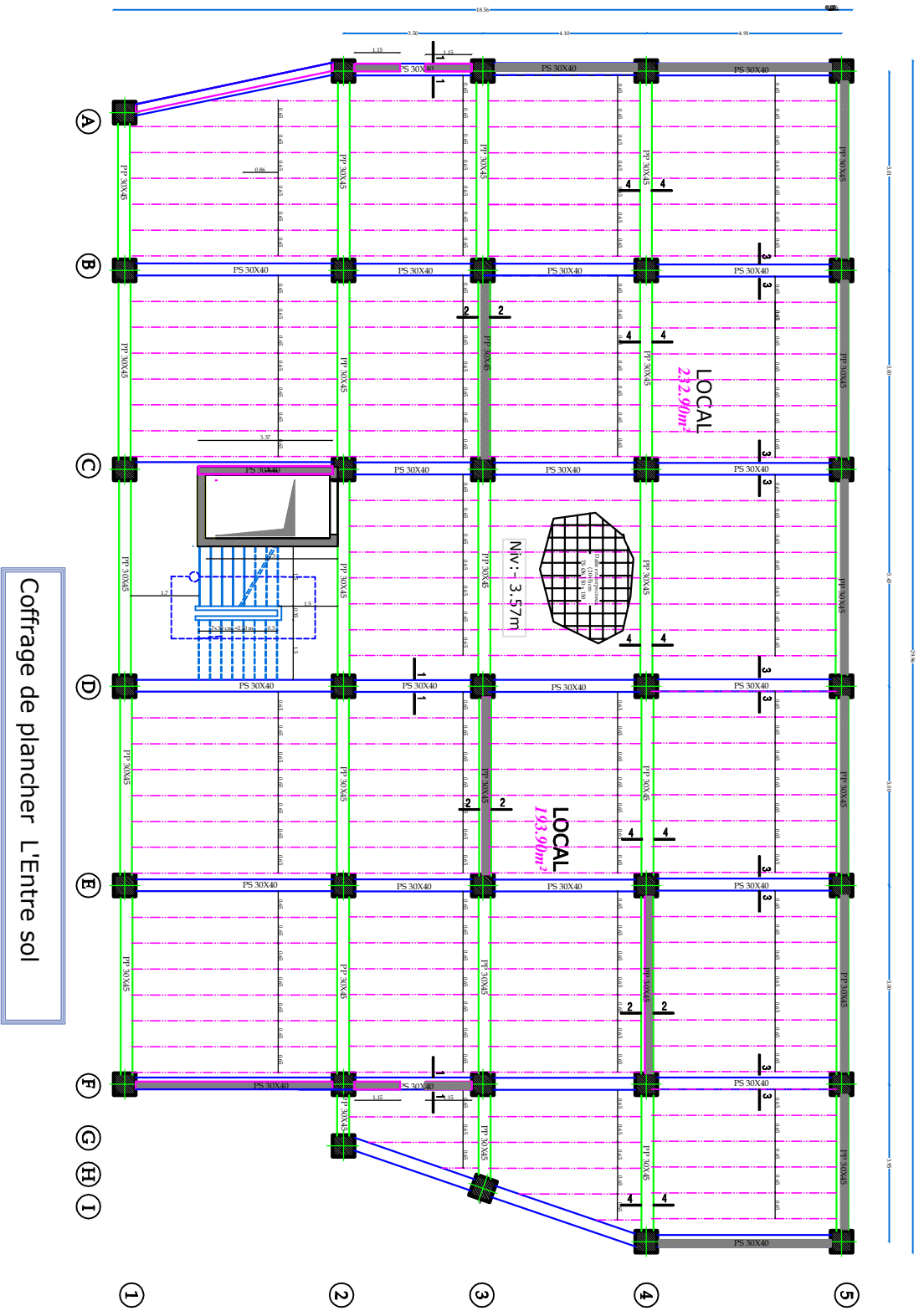


Coupe 4-4

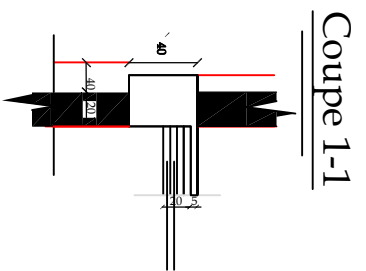


Coupe 5-5

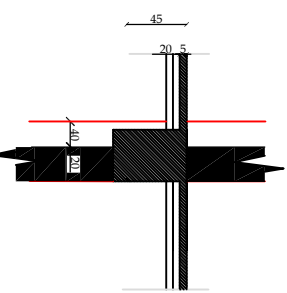




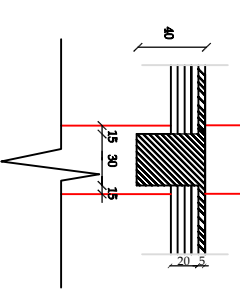
Coffrage de plancher L'Entre sol



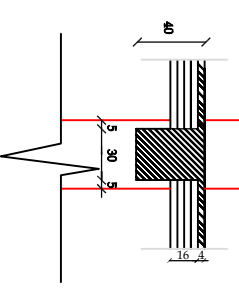
Coupe 2-2

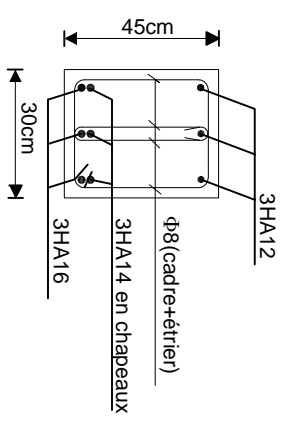
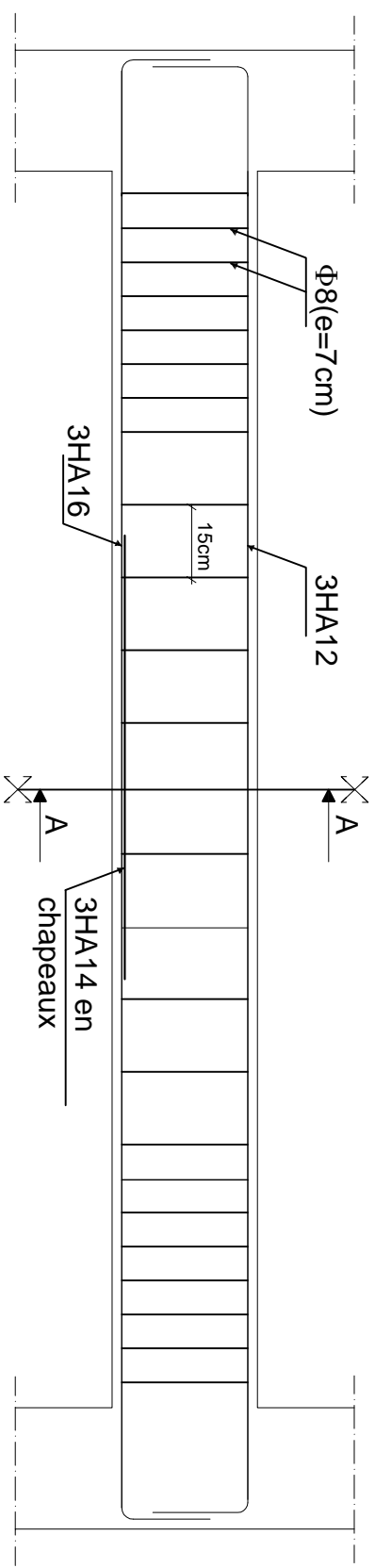


Coupe 3-3



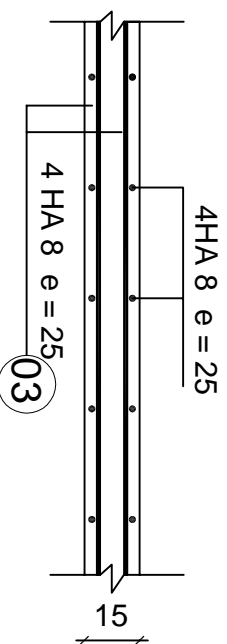
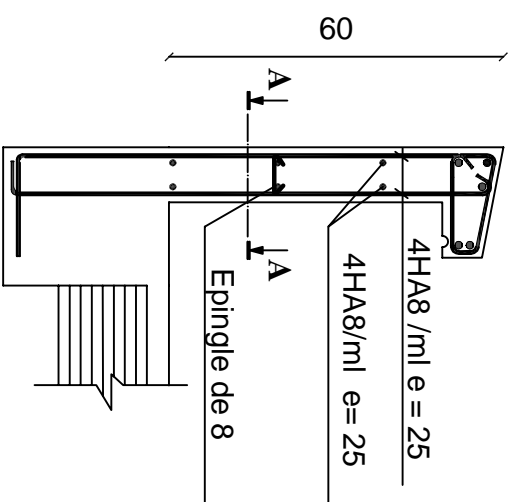
Coupe 4-4





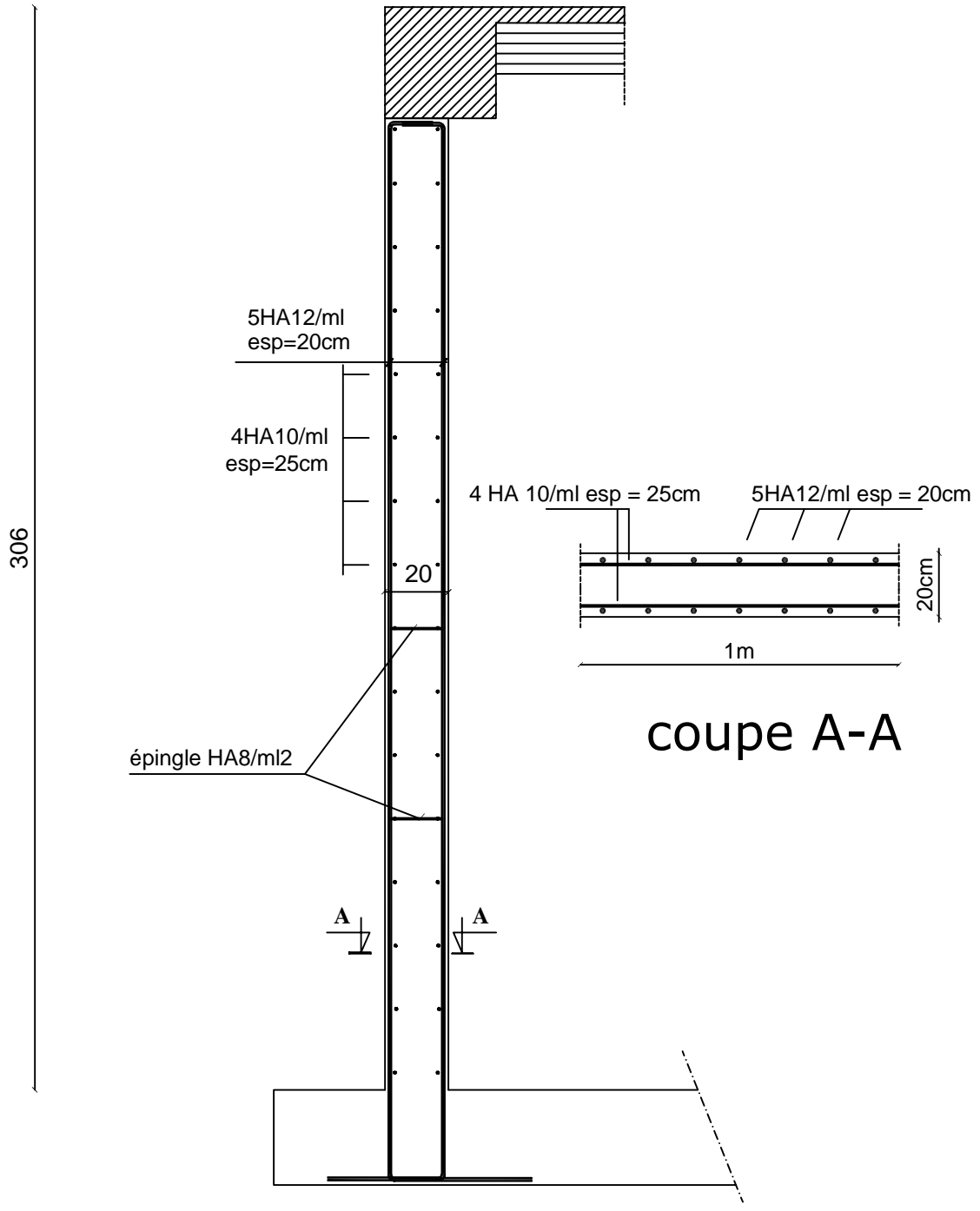
Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr GRIM Arezki Mr HAMDAD Mustapha		Plan de Ferrailage du poutre palier	
Dirigé par: Mr KHELLIL			
plan:		Ech: 1/100	
		2018	



Coupe A-A

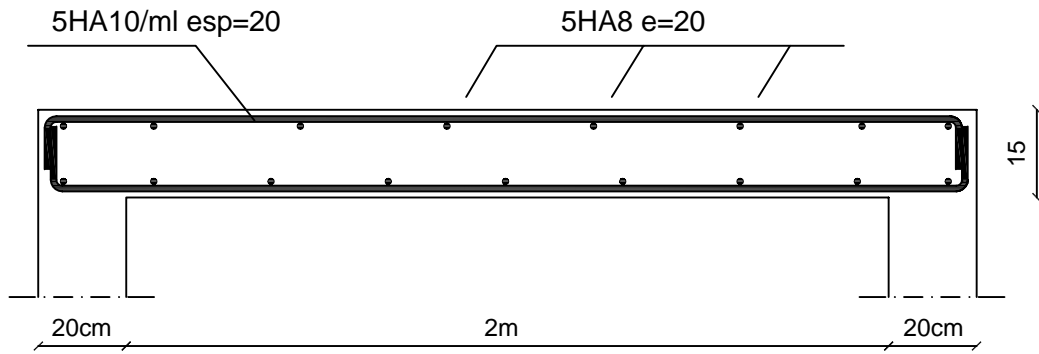
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr GRIM Arezki Mr HAMDAD Mustapha		plan:	
Dirigé par: Mr KHELLI		Echelle: 1/100	
		2018	
Plan de Ferrailage de l'acrotère			



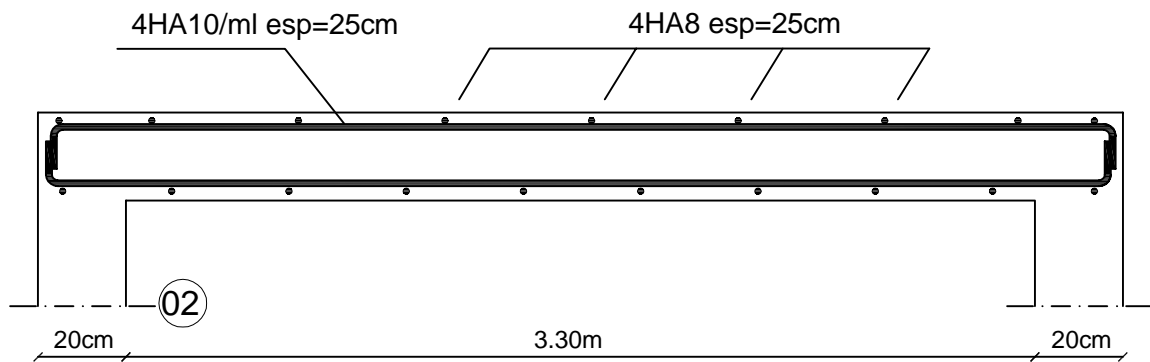
coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr GRIM Arezki Mr HAMDAD Mustapha	Plan de ferrailage de voile périphérique	plan:	
		Echelle: 1/100	
Dirigé par: Mr KHELIL		2018	

sens x-x



sens y-y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Mr GRIM Arezki
Mr HAMDAD Mustapha

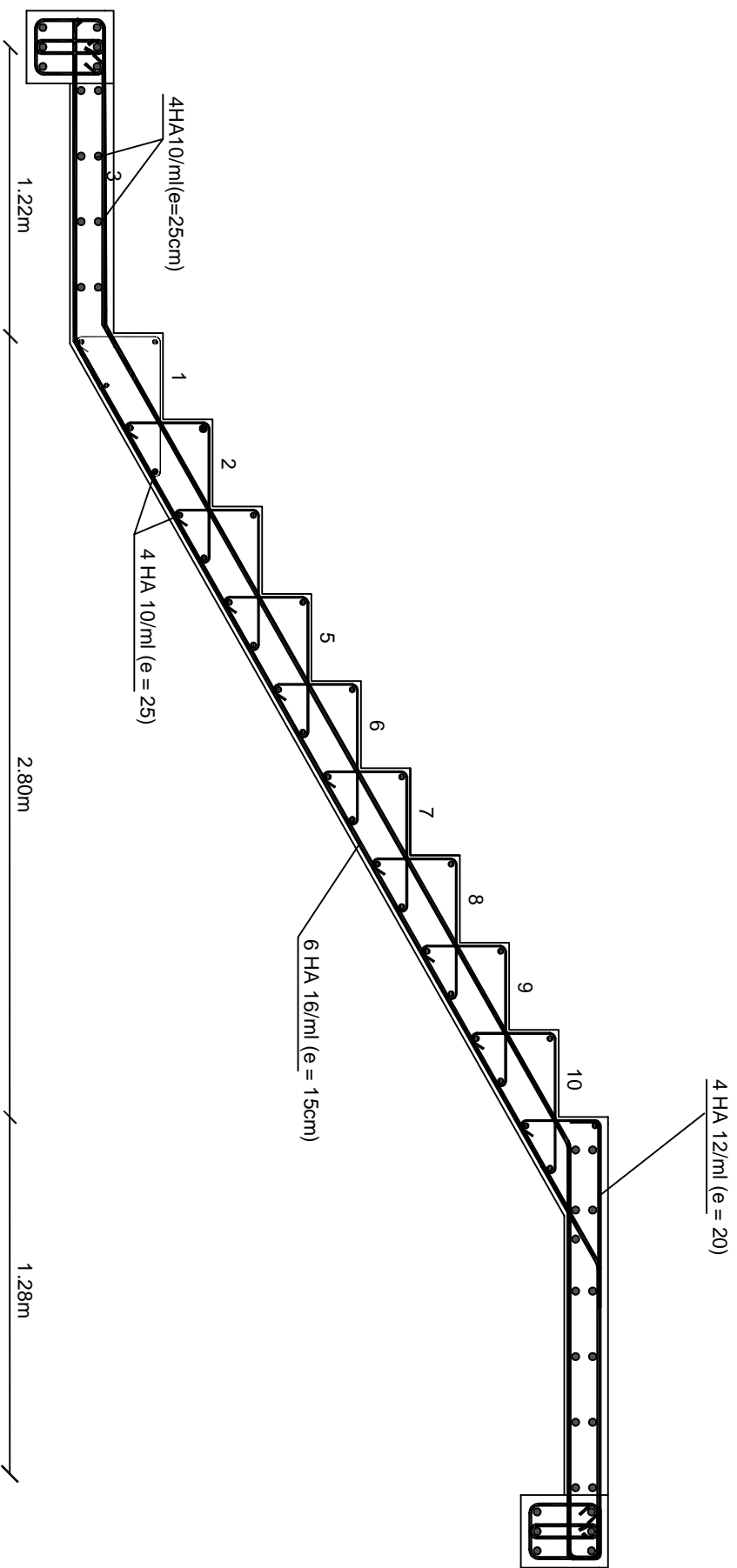
Dirigé par:
Mr KHELIL

Plan de ferrailage de la dalle
pleine de la salle de machine

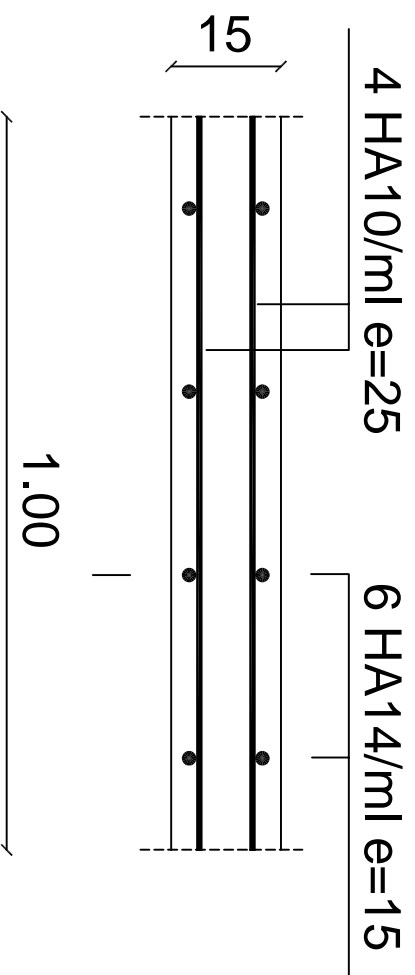
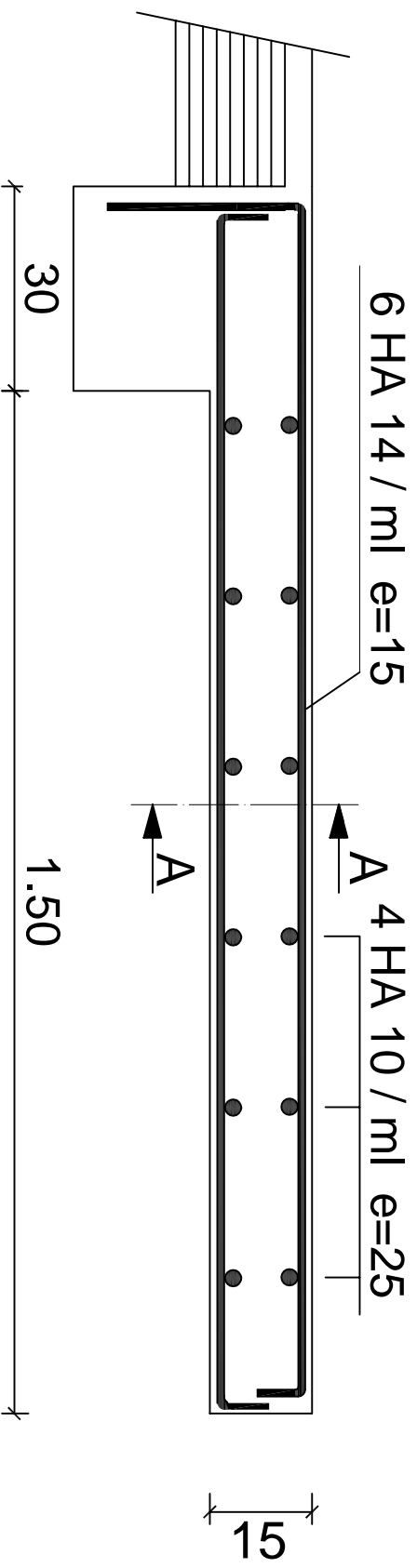
plan:

Echelle: 1/125

2018

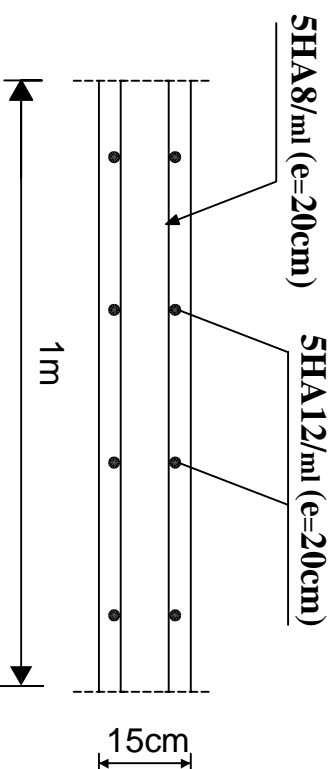
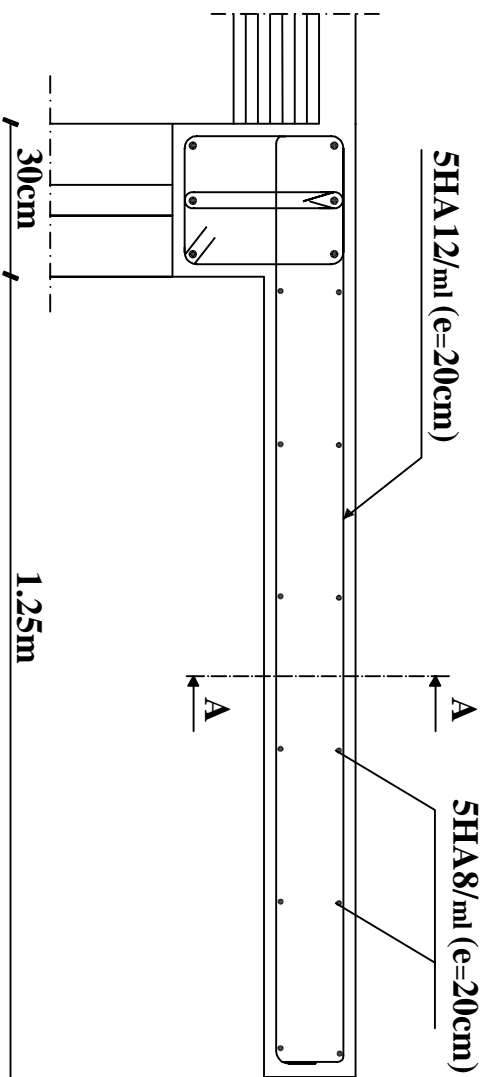


UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr GRIM Arezki Mr HAMDAD Mustapha		Plan de Ferrailage des escaliers	
Dirigé par: Mr KHELLIL			
		plan:	
		Ech: 1/100	
		2018	



Coupe A-A

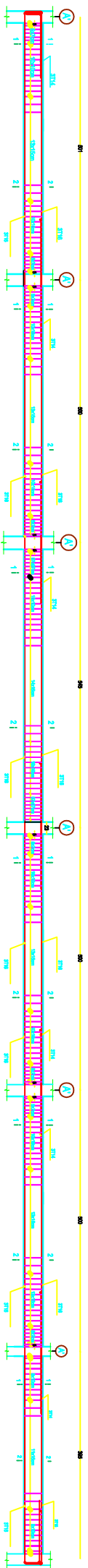
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr GRIM Arezki Mr HAMDAD Mustapha		Plan de Ferrailage du Porte a faux	
Dirigé par: Mr KHELLIL			
plan:		Ech: 1/100	
		2018	



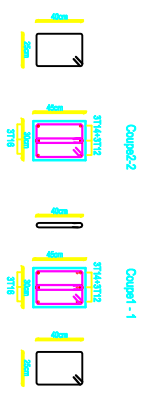
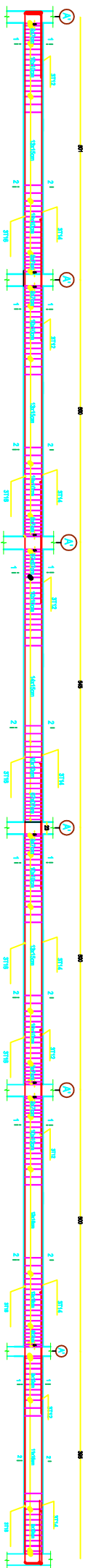
Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr GRIM Arezki Mr HAMDAD Mustapha		Plan de Ferrailage du Balcon	
Dirigé par: Mr KHELLIL			
		plan:	
		Ech: 1/100	
		2018	

Poutres Principales (30x45) : adhérence aux voiles



Poutres Principales(30x45) : non adhérence aux voiles



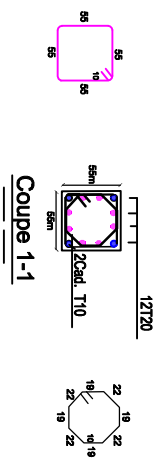
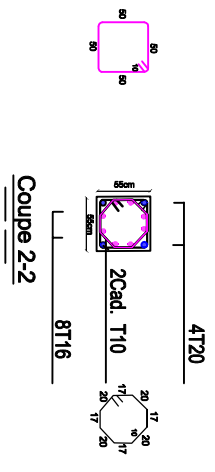
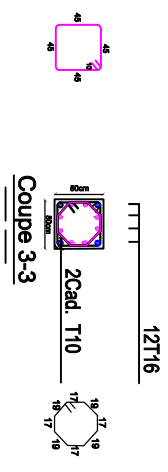
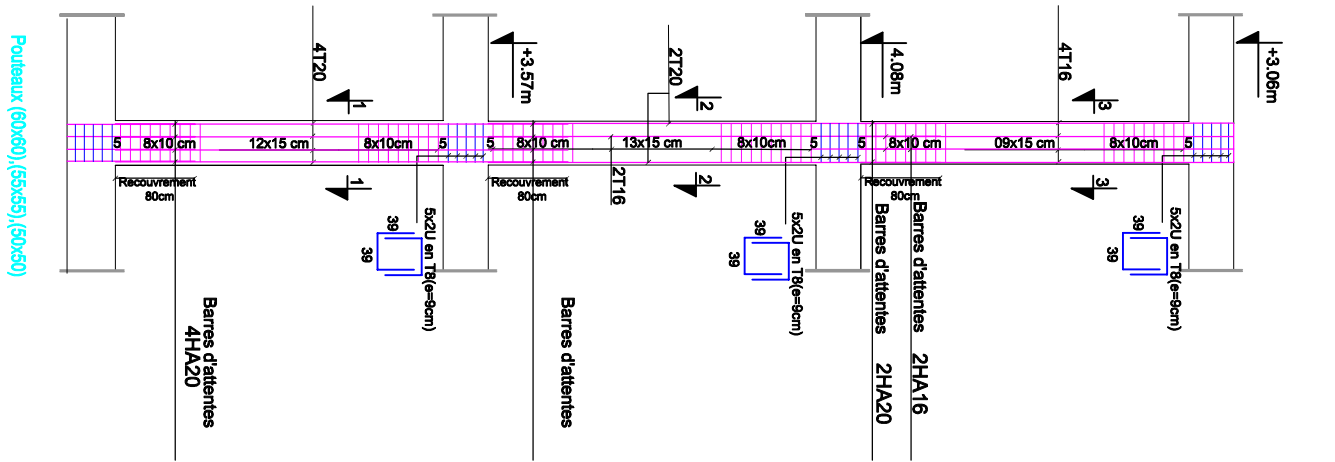
Université Mouloud Mammeri de TIZI-Ouzou
Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET
COMMERCE EN REPONS SOL/VENTRE SOL
CONTINENTAL PARK VOIES

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

Dessiné par :
GRIM Aoudi
HAMDAO Mustapha

Zaou
1/60
Habitation



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
 Faculté de génie de la construction

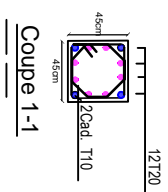
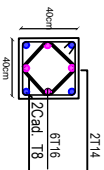
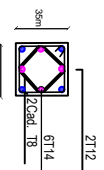
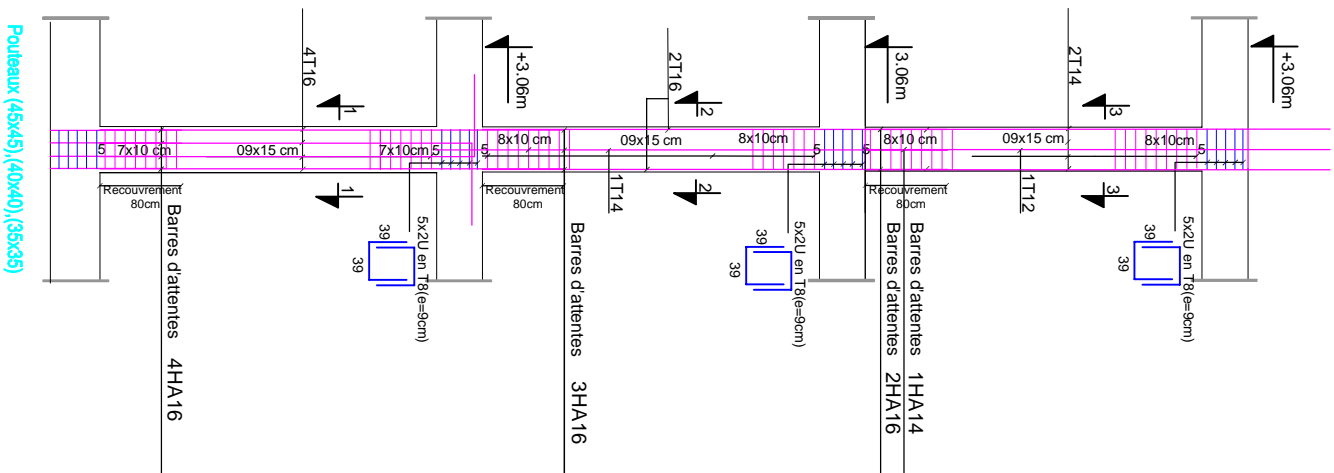
ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET
 COMMERCIAL EN R+9+ENTREE SOL CONTREVENTE
 PAR VOILE

FERRAILLAGE DES POUTEAUX

Dessiner par :
 GRILM Atezki
 HAMDAD Mustapha

Echelle
 1/50

Date
 Septembre 21



Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU
 Faculté de génie de la construction

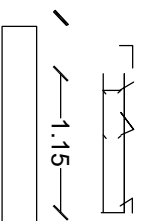
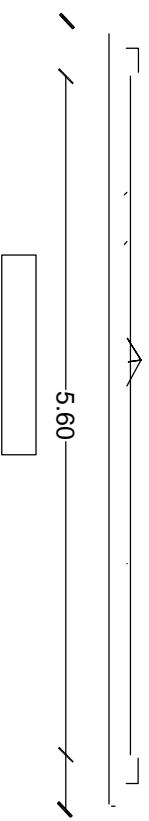
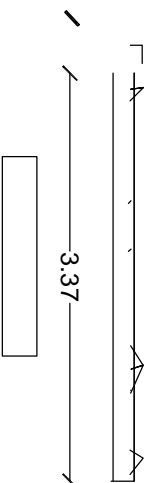
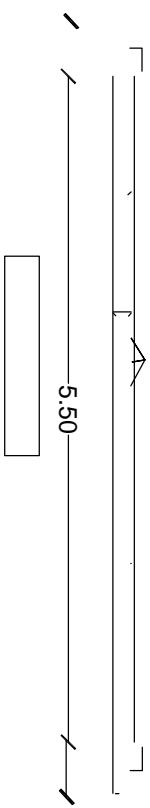
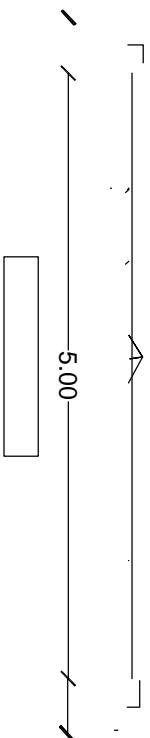
ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET
 COMMERCIAL EN R+9+ENTRE SOL CONTRVENTE
 PAR VOILE

FERRAILLAGE DES POUTEAUX

Dessiné par :
 GRIM Arezki
 HAMDAD Mustapha

Echelle
 1/50

Date
 Septembre 2021



Université Mouloud Mammeri de Tizi -Ouzou
 Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET
 COMMERCIAL EN R+8+SOUS SOL+ENTRE SOL
 CONTRAINTE PAR VOILE

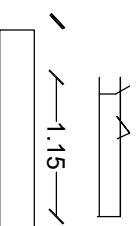
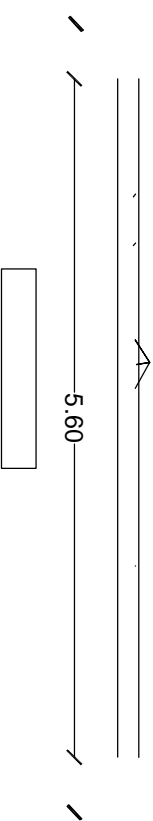
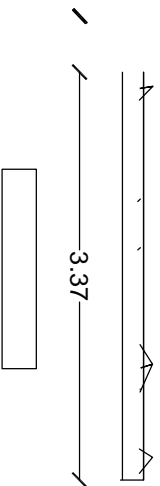
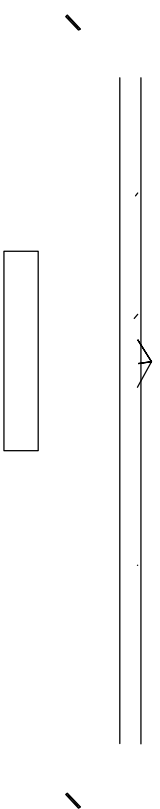
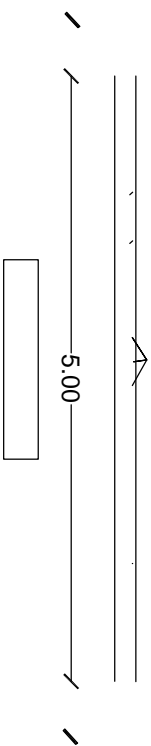
FERRAILLAGE DES VOILES POUR LA ZONE III

Echelle
 1/50

Déssiner par :

GRIM Arezki
 HAMDAD Mustapha

Date
 Septembre 20



Université Mouloud Mammeri de TIZI -Ouzou
 Faculté de génie de la construction

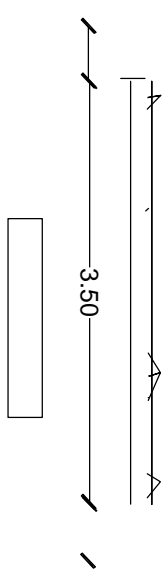
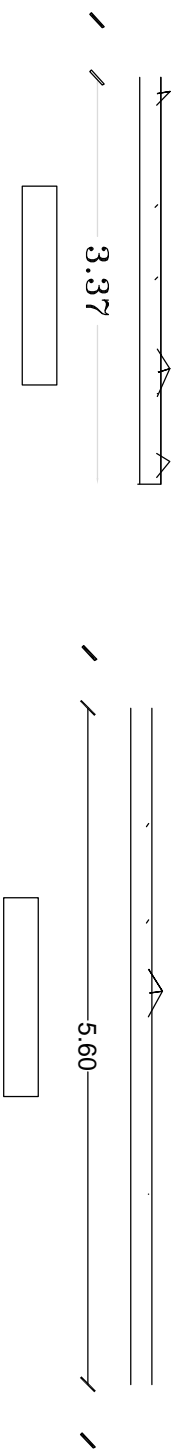
ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET
 COMMERCIAL EN R+8+SOUS SOL+ENTRE SOL
 CONTRVENTE PAR VOILE

FERRAILLAGE DES VOILES POUR LA ZONE II

Echelle
 1/50

Déssiner par :
 GRIM Arezki
 HAMDAD Mustapha

Date
 Septembre 201



Université Mouloud Mammeri de Tizi -Ouzou
 Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET
 COMMERCIAL EN R+8+SOUS SOL+ENTRE SOL
 CONTRVENTE PAR VOILE

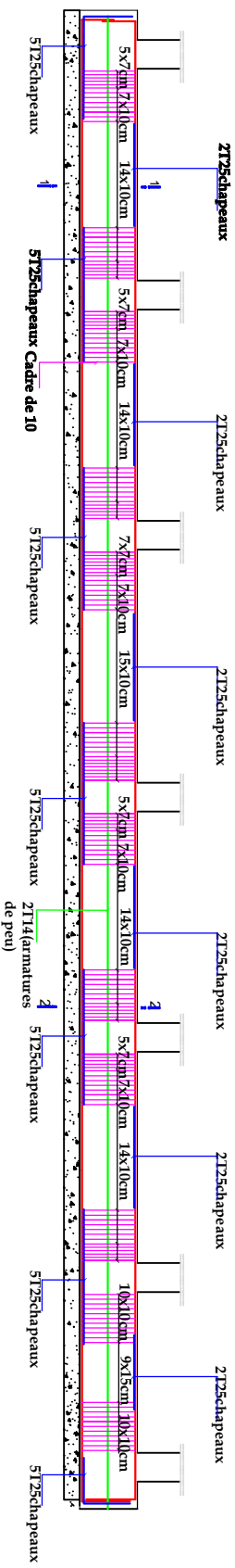
FERRAILLAGE DES VOILES POUR LA ZONE I

Echelle
 1/50

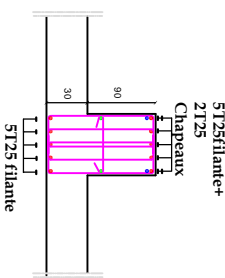
Déssiner par :
 GRIM Arezki
 HAMDAD Mustapha

Date
 Septembre 201

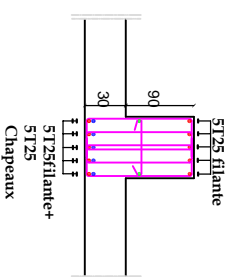
Nervure longitudinale xx'



Coupe 1-1



Coupe 2-2



Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU
 Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET
 COMMERCIAL EN R.+8-SOUS SOL.+ENTRE SOL
 CONTRVENTE PAR VOIE

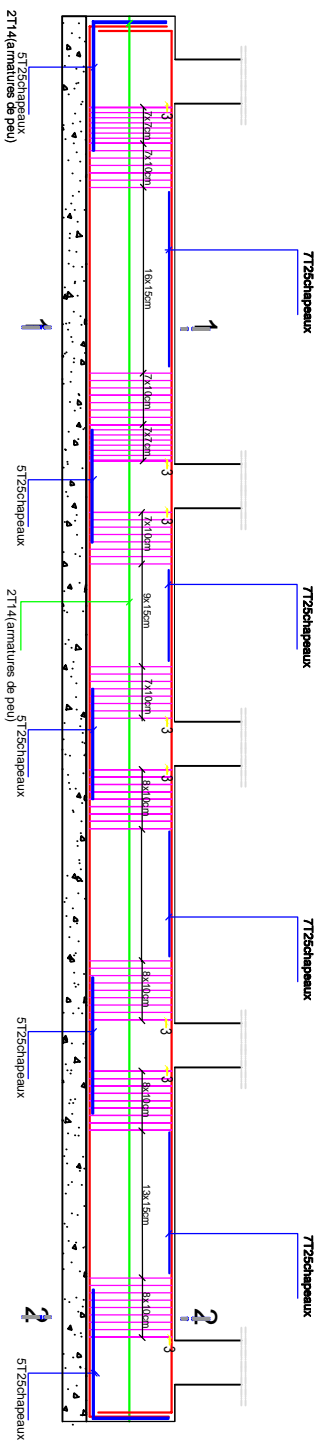
FERRAILLAGE DES NERVURES SELON X-X

Dessiné par :
 GRIM Arezki
 HAWDAD Mustapha

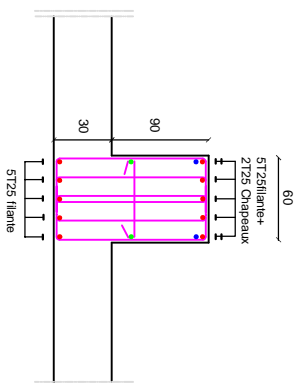
Echelle
 1/50

Date
 Septembre 2021

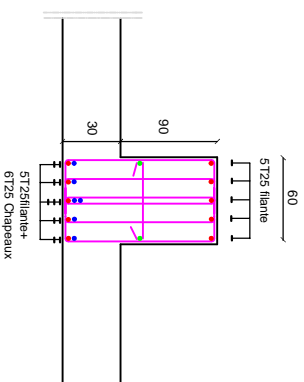
Nervure transversal (yy')



Coupe 1-1



Coupe 2-2



Université Mouloud Mammeri de TIZI -Ouzou
Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET
COMMERCIAL EN R+4+SOUS SOL,+ENTRE SOL
CONTREVENTE PAR VOILE

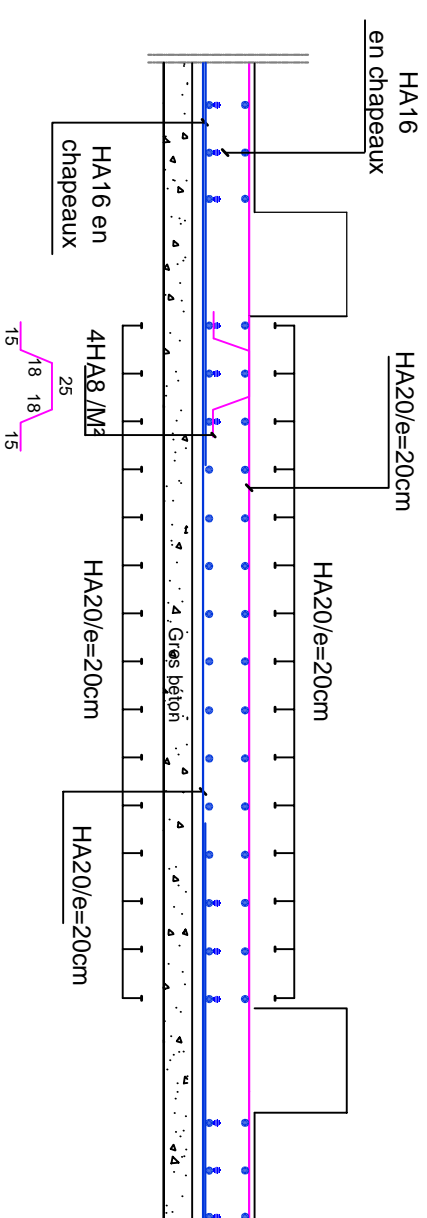
FERRAILLAGE DES NERVURES SELON Y-Y'

Echelle
1/50

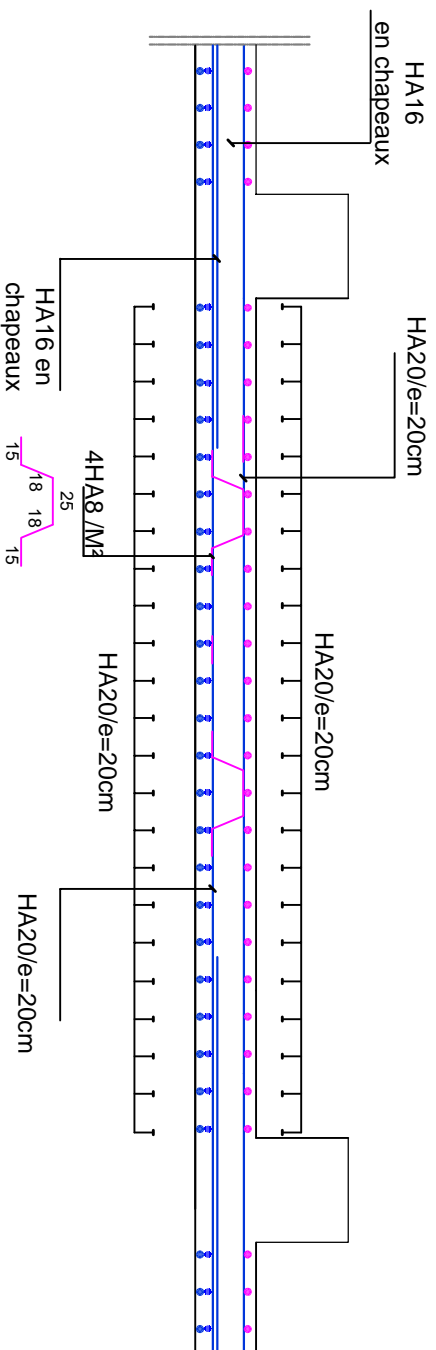
Dessiner par :
GRIM Arezki
HAMDAD Mustapha

Date
Septembre:

Ferrailage tablier (Sens longitudinal)



Ferrailage tablier (Sens transversal)



Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU
Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET
COMMERCIAL EN R.+8.-SOUS SOL.+ENTRE SOL.
CONTRIVENTE PAR VOIE

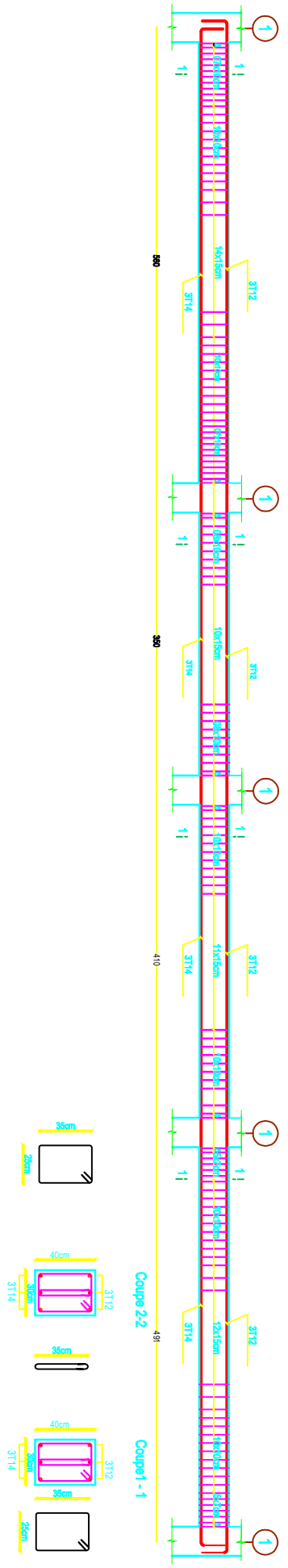
FERRAILLAGE DE LA TABLE DE LA NERVURE

Echelle
1/50

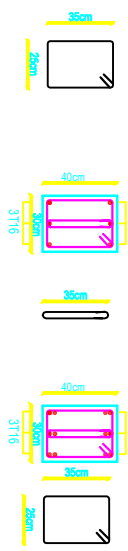
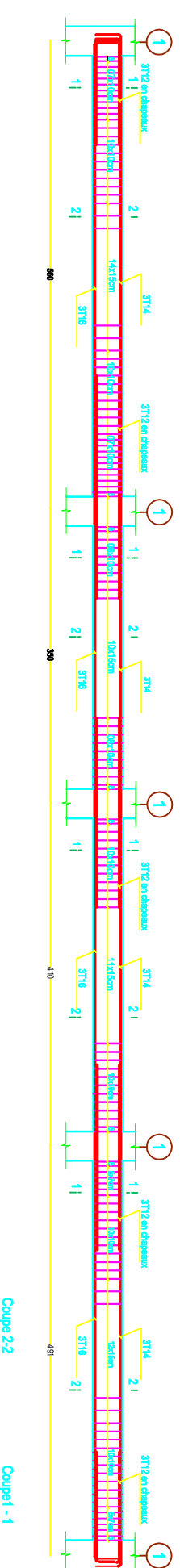
Dessiné par :
GRIM Arezki
HAWDAD Mustapha

Date
Septembre 2021

Poutres Secondaires (30x40) : adhéree aux voiles



Poutres Secondaire(30x40) : non adhéree aux voiles



Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU
 Faculté de génie de la construction
 ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET
 COMMERCIAL EN R.+8+SOUS SOL+CENTRE SOL
 CONTREVENTE PAR VOIE
 FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

Dessiné par : GRIM Arezki
 HAMDAD Mustapha
 Echelle: 1/50
 Date: Septembre 2

Conclusion

Après cette étude nous a permis de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus et même plus que celle-ci, a cause de toutes les difficultés rencontrées et l'application inédite du logiciel de calcul ETABS qui nous ont incités à nous documenter encore plus et élargir l'horizon de nos connaissances en Génie Civil et nous a permis aussi d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieurs et des efforts internes.

En fin nous avons constatés que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais aussi sur sa concordance avec le coté pratique.

Nous espérons que ce modeste travail sera un apport et un support bénéfique pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

+ Règlements :

- Règles Parasismique Algériennes RPA99 V2003
- Document Technique Réglementaire B.C.2.2
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93
- Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.

+ Ouvrage :

- VICTOR DAVIDOVICHI, Formulaire du béton armé 1 et 2..... édition 1996
- HENTY THONIER, Conception et calcul des structures de bâtiments édition 1992
- PIERRE CHARON, Exercice en béton armé selon les règles BAEL 83 par édition 1991

+ Logiciels :

- Logiciel ETABS2014
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2007
- WORD 2007
- AUTO CAD 2009