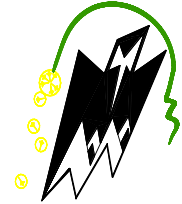


République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université MOULOUD MAMMERRI de TIZI-OUZOU
Faculté de génie de la construction
Département du génie civil



MEMOIRE



De fin d'études

En vue de l'obtention du
Diplôme Master professionnel en génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME : Etude d'une structure (R+10+S Sol) à usage d'Habitation et Commercial, à ossature voiles-portiques (Mixte).



Dirigé par :

M^r: MENSOURI

Etudié par :

M^{lle}: KHADIR Dihia

M^{lle}: KLALECHE Dyhia

PROMOTION 2017/2018

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions dieu le tous puissant.

En second lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur « Mr MANSOURI »

Pour ses orientations et conseils tout le long de notre travail.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Sommaire

| | |
|---|------------|
| Introduction | 1 |
| Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... | 3 |
| Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments. | 17 |
| Chapitre III : Calcul des éléments : | |
| • III.1.Acrotère..... | 36 |
| • III.2. Plancher..... | 43 |
| • III.3.Escalier. | 65 |
| • III.4.Poutre palière | 98 |
| • III.5.Balcon..... | 107 |
| • III.6.Poutre de chainage..... | 114 |
| • III.7.Salle machin | 123 |
| Chapitre IV : Etude du contreventement..... | 132 |
| Chapitre V : La modélisation..... | 156 |
| Chapitre VI : Vérification RPA..... | 187 |
| Chapitre VII : Ferrailage des éléments : | |
| • VII.1.Ferrailage des poteaux..... | 200 |
| • VII.2.Ferrailage des poutres..... | 219 |
| • VII.3.Ferrailage des voiles..... | 232 |
| • | |
| Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure..... | 249 |
| Chapitre IX : Etude du mur plaque..... | 287 |
| Conclusion | 295 |
| Bibliographie | |

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est un ensemble de techniques portant sur l'art de bâtir en général, notamment des bâtiments et constructions civiles. Tout en assurant la sécurité, la résistance et la tenue au service des structures, les ingénieurs de Génie Civil s'occupent du calcul, du suivi et de la réhabilitation des différents types des bâtisses, et ce, afin de répondre aux besoins de la société.

D'après les expériences pratiques, les ouvrages sont vulnérables face à des aléas divers tel que les séismes, les dégradations dues à l'exploitation ou à l'environnement d'implantation, la fatigue ou encore des malfaçons de réalisation.

C'est pour ces raisons que tout calcul en Génie Civil doit être conforme aux règlements en vigueur, à l'exemple du RPA 99 version 2003 qui régit le calcul sismique en Algérie, ainsi que le BAEL 91 modifié 99, utilisé pour le calcul du béton armé aux états limites, etc.

Le règlement parasismique algérien subdivise le territoire national en quatre zones sismiques, d'où le calcul d'une structure est fait par rapport à la zone son implantation. Ensuite, plusieurs systèmes de contreventements sont donnés par ce même règlement où le choix est fait en fonction de certaines considérations, à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portante du sol, etc.

L'avancée dans le domaine de l'informatique et la disponibilité des outils de traitement des informations notamment en utilisant la méthode des éléments finis, permet à l'heure actuelle aux ingénieurs d'effectuer les calculs en un temps réduit et de simplifier certains calculs en se recourant à la modélisation et à l'utilisation des programmes informatiques. Cette modélisation a été effectuée dans notre cas par le logiciel ETABS, qui a permis d'obtenir les efforts et les

contraintes sur les éléments du bâtiment, qui ont été utilisés par la suite dans le calcul de ferrailage.

C'est dans cette optique que porte notre projet de fin d'études, qui consiste en un bâtiment (R+10+SS) comportant un contreventement mixte, à usage d'habitation et commercial.

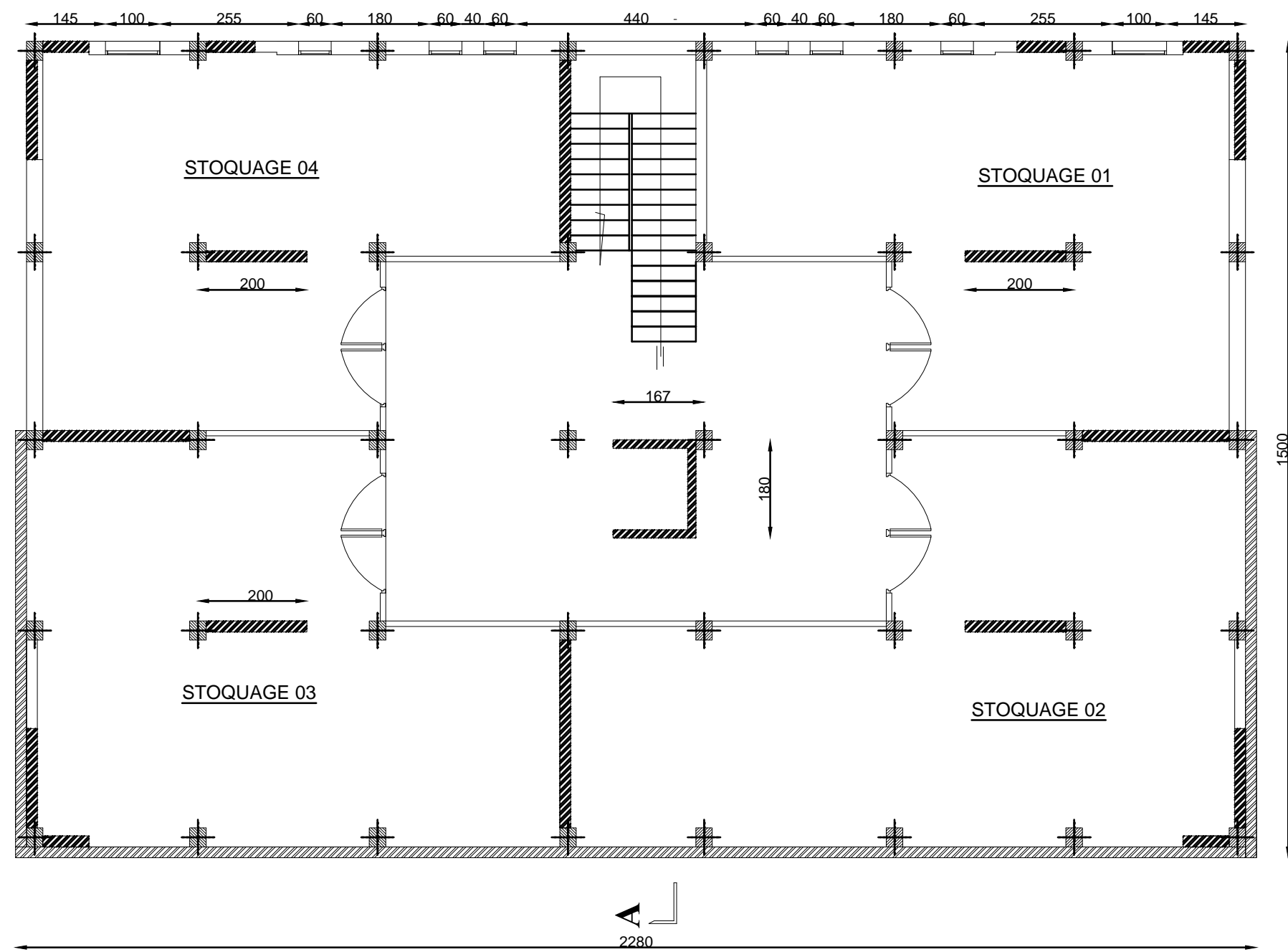
Notre travail est organisé sous forme de chapitres, où les trois premiers donnent des informations concernant le bâtiment ainsi que les matériaux utilisés, le calcul des charges et surcharges que subissent les éléments principaux de la structure, le pré-dimensionnement et le calcul des éléments.

Par la suite, dans les trois chapitres qui en suivent, nous avons procédé à la modélisation et l'analyse du bâtiment ainsi que le choix du système de contreventement, tout en exploitant les résultats pour effectuer les vérifications préconisées par le RPA 99 version 2003. Subséquemment, nous donnons, dans le septième chapitre, le calcul du ferrailage ainsi que les schémas de ferrailage pour chaque élément.

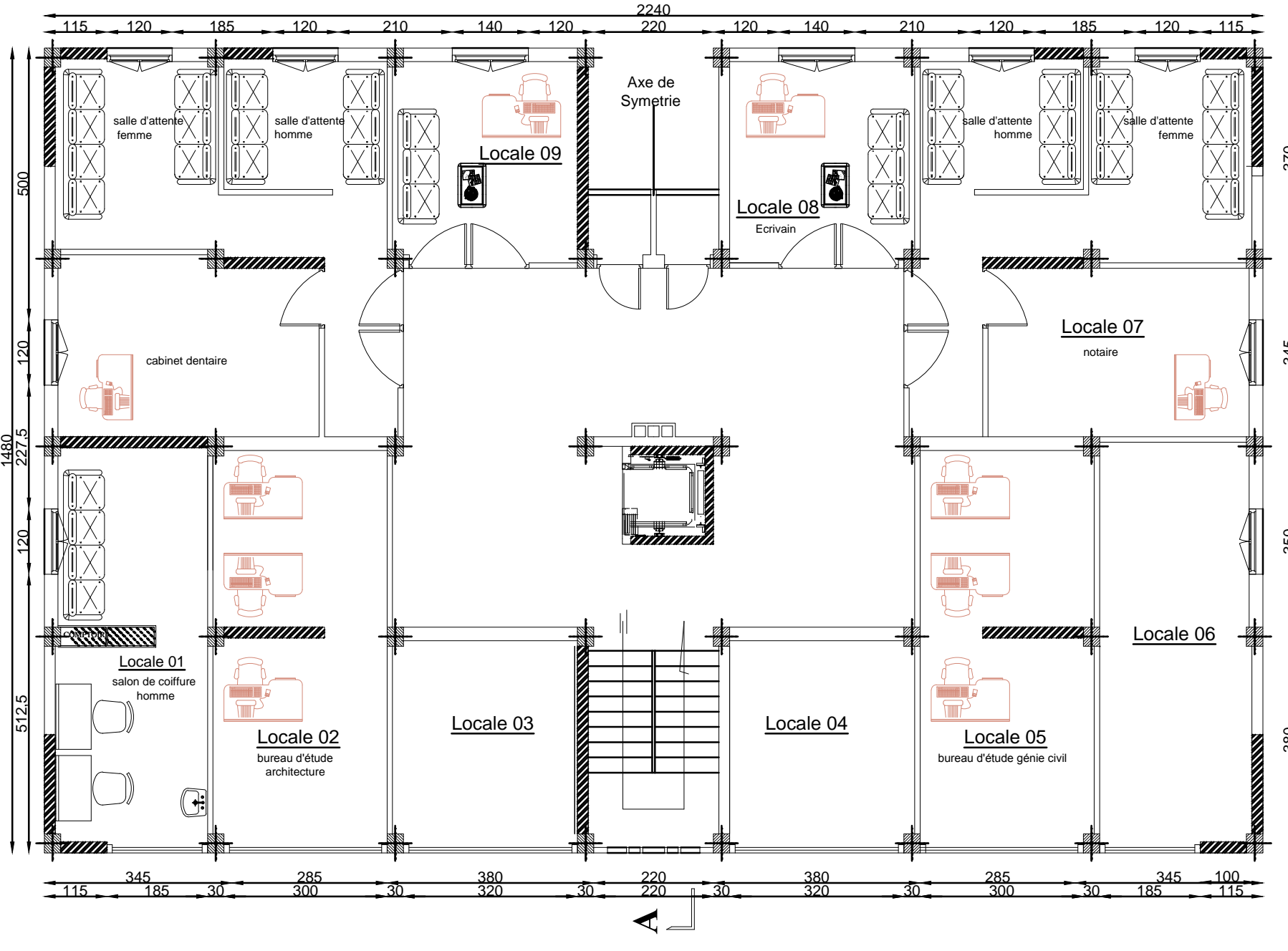
Dans le dernier chapitre, nous nous sommes intéressées au choix du type de fondation et au calcul de son ferrailage.

Enfin, nous avons terminé par une conclusion, qui synthétise l'ensemble des connaissances acquises, ouvrant sur des perspectives.

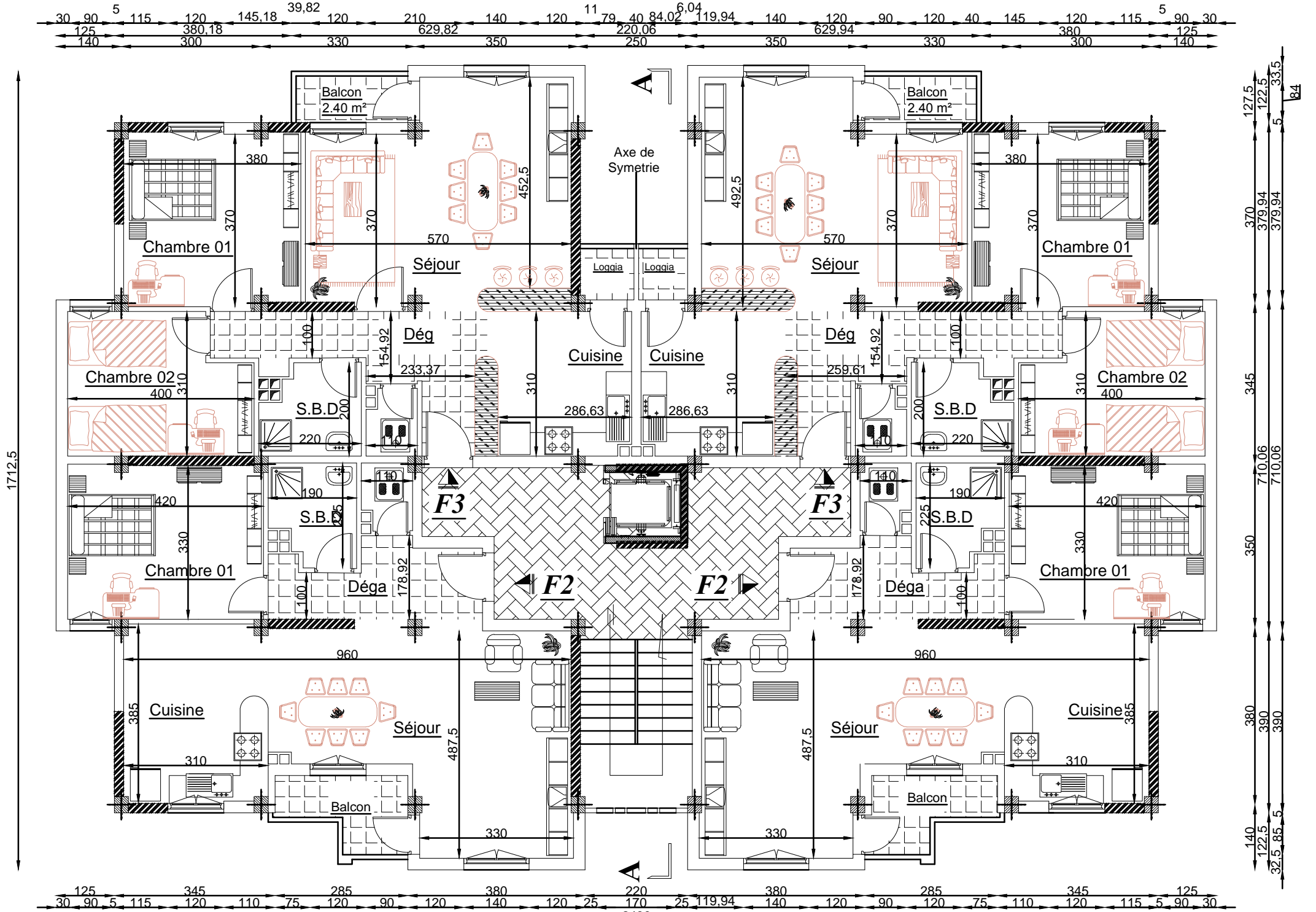
PLANS D'ARCHITECTURE



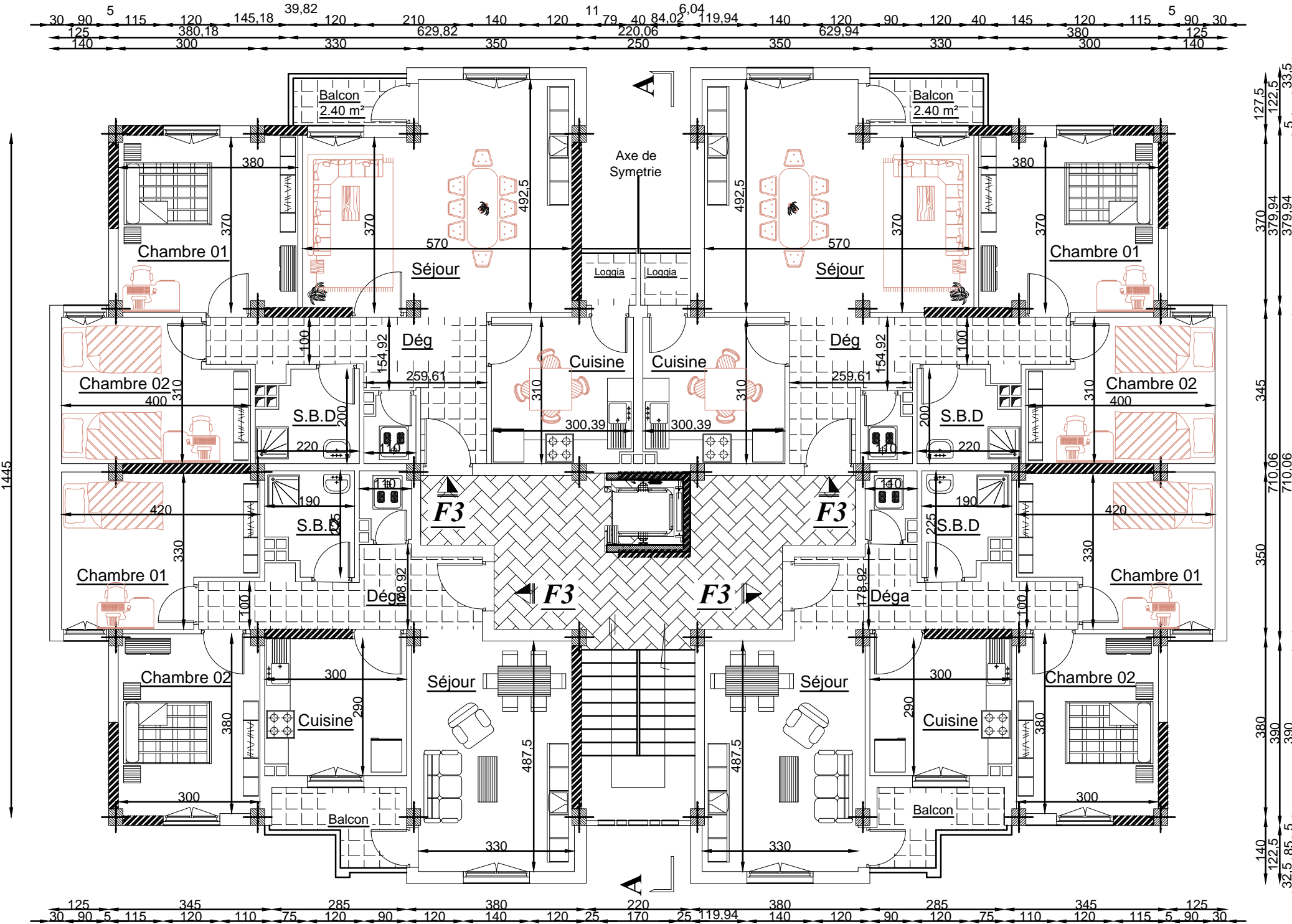
Plans S SOL



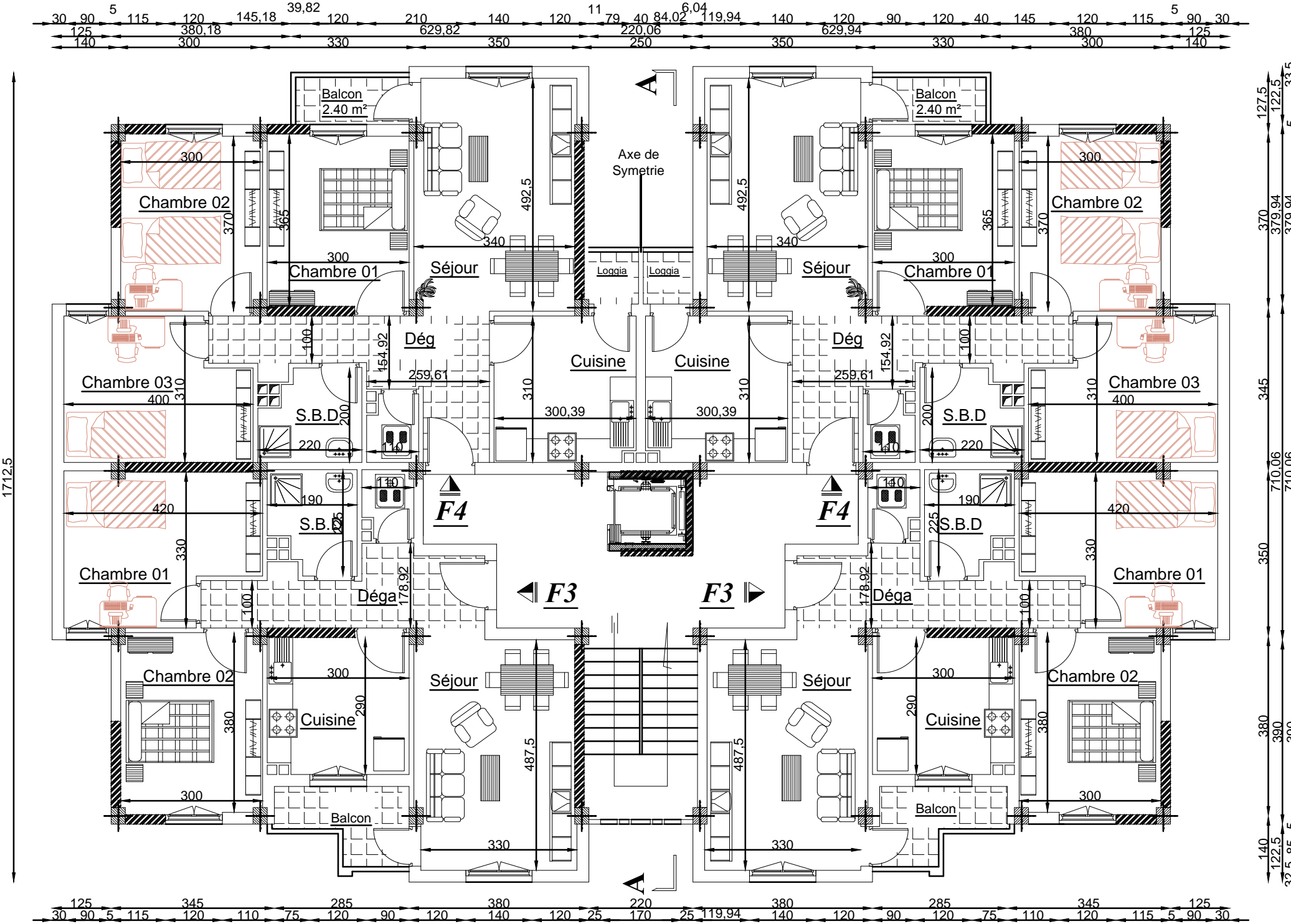
Plans RDC



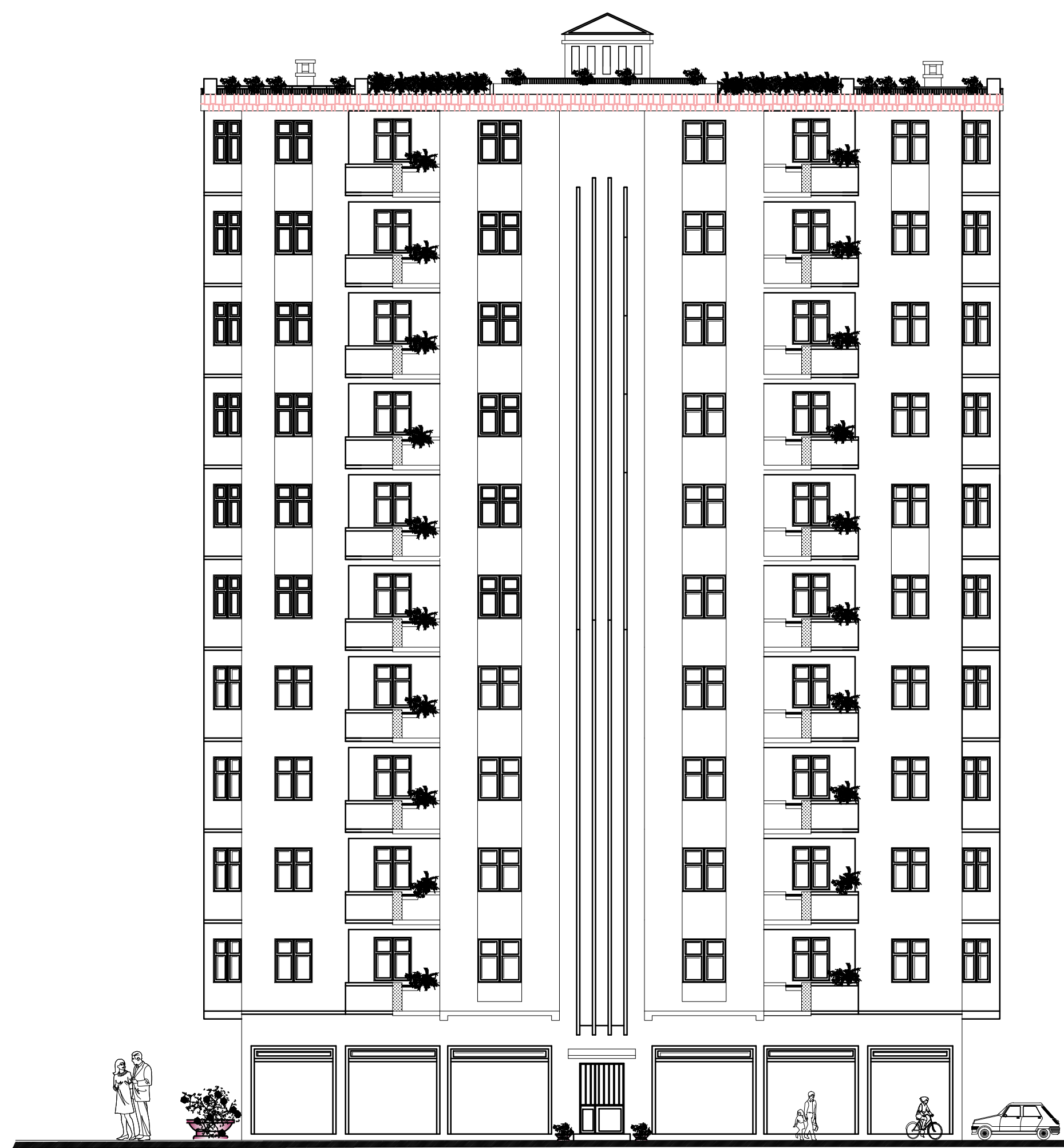
Plans 1er, 2eme, 3eme et 4 eme étages



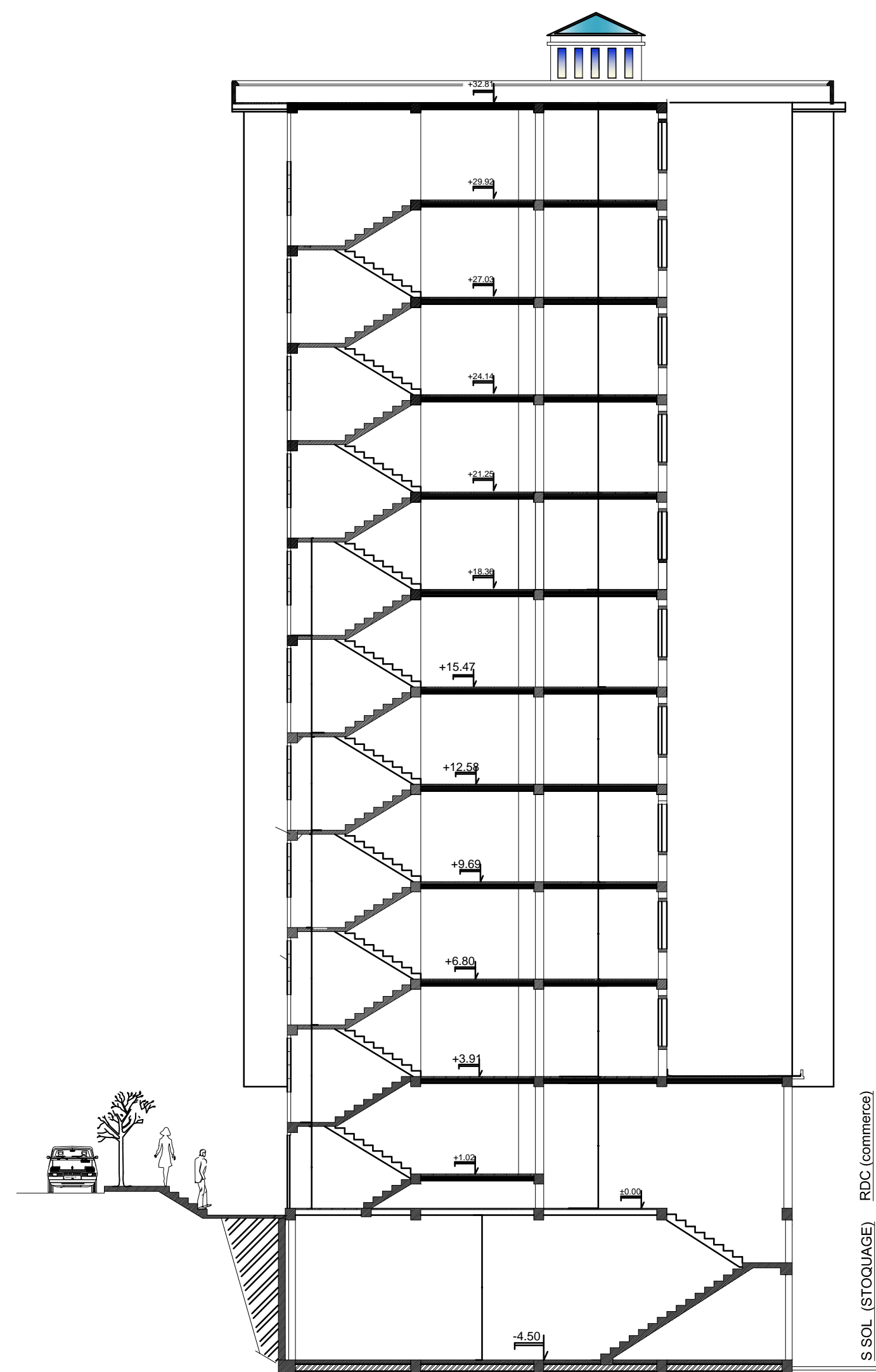
Plans 5eme, 6eme, 7eme et 8 eme étages



Plans 9eme et 10 eme étages



Plans de FACADE PRINCIPALE



Plans COUPE A-A

I.1.Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec le moindre coût.

Dans ce premier chapitre on s'intéressera à la présentation global de l'ouvrage par la citation des différentes caractéristiques géométriques ; les éléments qui le constituent ; les règlements utilisés et enfin les caractéristiques des matériaux employés.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+10+sous-sol) à usage d'habitation et commercial. Le lieu d'implantation et la wilaya de **TIZI OUZOU** Commune et Daïra de **TIZI OUZOU** qui est classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**).

Les calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- ❖ Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99-version2003**).
- ❖ Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL 91- modifié 99**).

I.3. L'étude géotechnique du sol:

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2:Ouvrage courant ou d'importance moyenne
- ❖ Le site est considéré comme site meuble : catégorie S3
- ❖ La Contrainte admissible du sol est de 2bars.

I.4. Caractéristiques de l'ouvrage :

- ❖ **Caractéristiques géométriques :** voir plans d'architecture

Cette tour est composé :

- ✓ D'un(01)sous sol à usage commercial ;
- ✓ D'un (01)RDC à usage commercial;
- ✓ De dix(10)étages courants à usage d'habitation ;
- ✓ D'une(01) cage d'escaliers ;
- ✓ D'une (01)cage d'ascenseur ;
- ✓ D' une (01)terrasse inaccessible ;

❖ **Dimension en élévation :**

| | |
|---|--------------------------------|
| Longueur totale de la tour..... | L= 24.90 m |
| Largeur totale de la tour..... | l = 17.25 m |
| Hauteur de sous sol..... | H_{s-sol}=4.5 m |
| Hauteur du rez-de-chaussée et sous sol..... | H_{rdc} = 3.9 m |
| Hauteur d'étage courant..... | H_c= 2.89 m |
| Hauteur totale | H_t= 37.3 m |
| Acrotère | H_a= 0,65m |

I.5. Eléments de la structure :**I.5.1.Ossature :**

L'ossature est composée de :

- Portique(poutres et poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

I.5.2.Planchers:

les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements (charges et surchargés). Les planchers assurent deux fonctions principales :

❖ **Fonction de résistance mécanique :**

les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

❖ **fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression :

Qui sont portés par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis).Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation ;
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie (exemple: le coffrage par des éléments en bois récupérables).

Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente (2%) en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.5.3.Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre Une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

I.5.4.Les escalier :

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier, une partie est destinée a assuré l'accès aux différents étages, Tandis que l'autre partie due pour assuré le passage ver le sous sol. Ce sont des escaliers réalisées en béton armé à deux ou trois volées coulés sur place .Elles seront constituées de palier de paillasse en béton armé. . Il est prévu également un ascenseur ,vu le nombre d étages supérieur à cinq .



Figure I.1 : schéma d'un escalier droit.

I.5.5.Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisé en béton armé coulé sur place. , il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

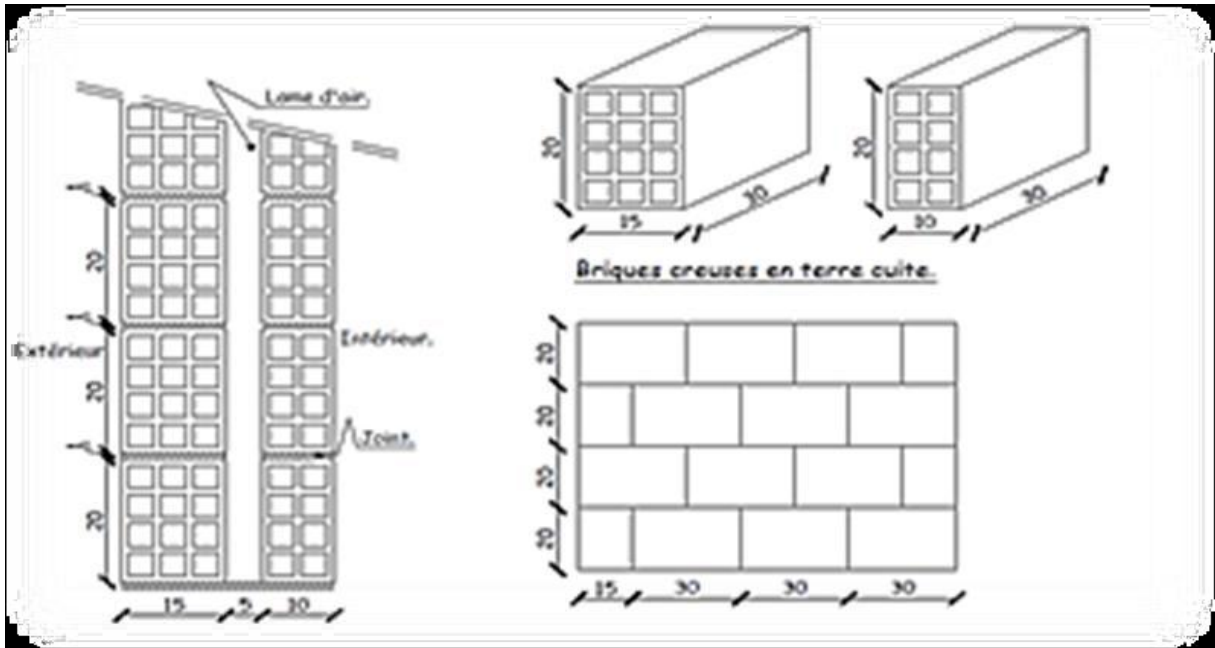
I.5.6.La maçonnerie :

❖ Murs extérieurs :

les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

❖ **Murs intérieurs :**

sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**I.5.7.Revêtements :**

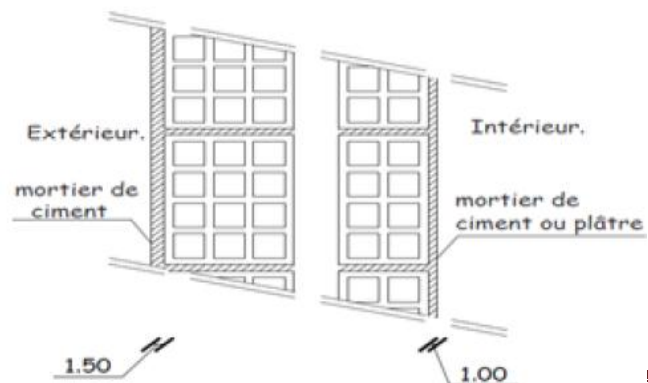
Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles de bain et cuisine.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et la cage d'escaliers.
- Protection multicouche pour la terrasse.

I.5.8.Les enduits :

On désigne par enduit un produit plus ou moins pâteux destiné à recouvrir tout ou partie d'une surface (verticale ou horizontale) d'une manière uniforme, en vue de réaliser une ou Plusieurs des actions suivantes :

- Imperméabilité.
- Etanchéité.
- Finition.



I.5.9. Porte-à-faux :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés en corps creux.

I.5.10. Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 70 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

I.5.11. Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux ou en dalle pleine.

I.5.12. Eléments composant l'infrastructure :**❖ Fondations :**

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

Le type de fondation est choisi selon l'implantation du bâtiment et de caractéristiques mécanique et physique du sol.

Il existe trois type de fondations :

- ✓ Les fondations superficielles
- ✓ Les fondations profondes.
- ✓ Les fondations semi-profondes

❖ Mur de soutènement :

Les murs de soutènements sont réalisés en béton armé

I.5.13. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.6. les caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

I.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange optimal des agrégats , Il est fabriqué suivant une étude ou composition par laboratoire. Sa masse volumique est $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression. De plus le béton a un comportement fragile.

❖ Composition du béton :

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit:

- Ciment : 350 kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 8/ 15 et 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

❖ Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré ; qui est donnée comme suit :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ (BAEL91/A.2.1 .11)

✓ Pour notre étude on va prendre : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est

donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \dots \dots \dots \text{(BAEL91/A.2.1 .12)}$$

$$\underline{\text{AN: } f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}}$$

❖ **Module de déformation longitudinale (module d'élasticité) :**

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinal", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

Module d'élasticité instantané « E_{ij}» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ε) d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \dots\dots\dots(\text{Art A. 2.1.21/ BAEL 91})$$

✓ **Pour fc28 =25 MPa Nous avons : E_b = 32164.2 MPa**

Module d'élasticité différé «E_{vj}» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ε) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

nous prenons un module égal à: $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} [\text{MPa}]$

✓ **Pour notre cas : fc28=25[MPa] on a E_d=10819 [MPa].**

❖ **Module de déformation transversale du béton :**

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

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

ν : Coefficient de poisson.

• **Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :**

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale (Δd/d) d'une pièce et la déformation relative longitudinale (Δl/l).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

❖ **Les contraintes limites de calcul :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

- **Contraintes limites à l'état limite ultime de résistance(E.L.U.R):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$F_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{Art A.4.3,41/BAEL 91})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma : \text{Coefficient de sécurité} \\ \gamma = 1,15 \text{ situation accidentelle} \\ \gamma = 1,5 \text{ situation courante} \end{array} \right.$$

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h($T > 24h$).

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 0,9 \quad \text{si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T < 24h).} \\ \theta = 0,85 \quad \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h(T < 1h).} \end{array} \right.$$

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

| | |
|----------|--------------|
| | $\theta = 1$ |
| f_{bu} | 14,20 |

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$

| | | | |
|----------|--------------|----------------|-----------------|
| | $\theta = 1$ | $\theta = 0,9$ | $\theta = 0,85$ |
| f_{bu} | 18,48 | 20,53 | 21,74 |

- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

- **Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \end{array} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \end{array} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

Dans notre cas :

$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = 2,50 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable très préjudiciable.

❖ Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression :

- à l'état limite ultime(ELU) :

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle.

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰.

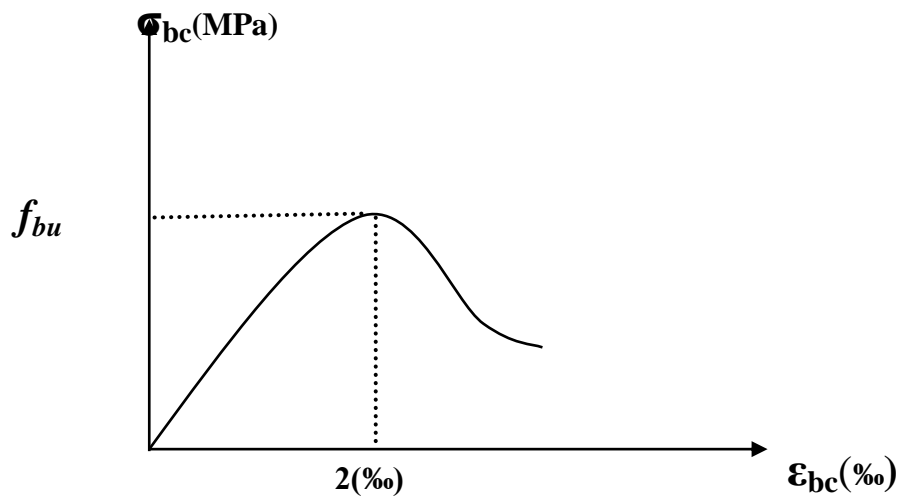


Fig I.1. diagramme réel

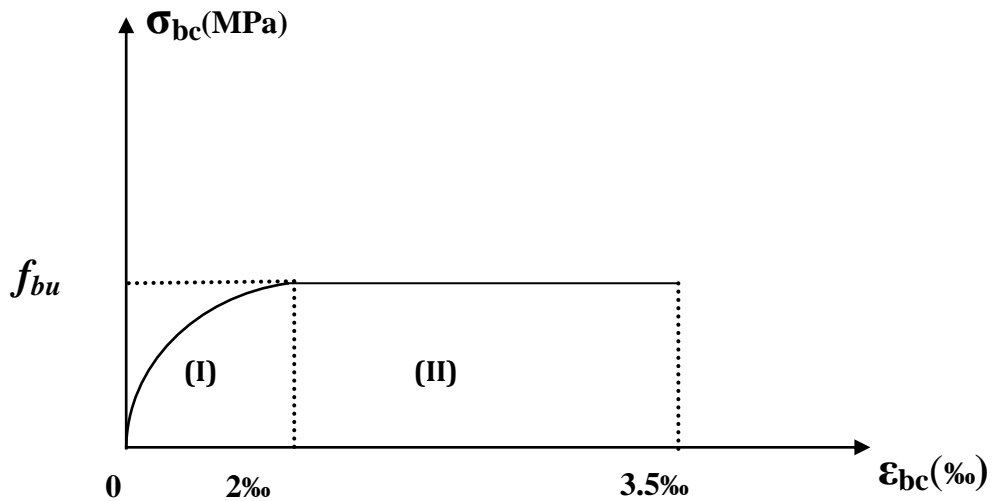


Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton

(I) : Etat élastique.

(II): Etat plastique.

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ε_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour : $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ la loi de Hooke est applicable : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

Avec E_b : Module de Young (Module d'élasticité)

- à l'état limite de service(ELS) :

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante :

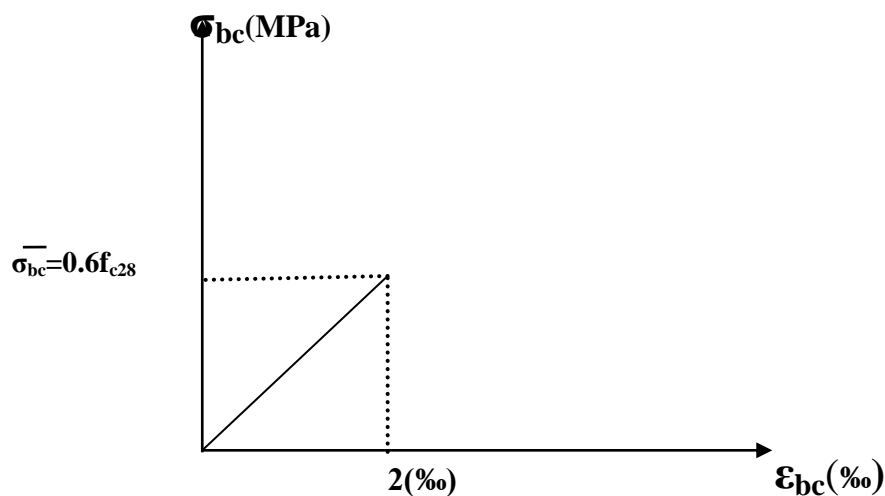


Fig I.3. diagramme de contrainte à l'ELS

I.6.2 : L'acier:

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (**R.L** ; **H.A**) dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

- ✓ Aciers à haute adhérence (**feE400**)..... **fe = 400 MPa**
- ✓ Treillis soudés (**TL 520**)..... **fe = 520 MPa**

fe: limite d'élasticité de l'acier.

❖ Module d'élasticité longitudinal :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$E_s = 200000 \text{ MPa}$.

❖ **Les contraintes limites :**

a) A L'état limite ultime (ELU) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2) :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation. elle est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \dots \dots \dots \text{ Art (A.4.3,2 BAEL 91).}$$

avec:

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Limite d'élasticité garantie.

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

$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ 1,00 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

| Nuance de l'acier | Situation courante | Situation accidentelle |
|-------------------------|--|--|
| $f_e = 400 \text{ MPa}$ | $\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$ | $\overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa}$ |
| $f_e = 500 \text{ MPa}$ | $\overline{\sigma_{st}} = 452 \text{ MPa}$ | $\overline{\sigma_{st}} = 500 \text{ MPa}$ |

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

b) A L'état limite de service (ELS) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2) :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

b.1) Fissuration peu nuisible : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,32) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

b.2) Fissuration préjudiciable : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,33)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut de respecter les règles suivantes :

$\sigma_{st} = \overline{\min} (3/2f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) \dots \dots \dots \text{Art. (A.4.5, 33 BAEL91)}.$

b.3) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,34)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité, dans ce cas il faut respecter les règles suivantes :

$\sigma_{st} = \overline{\min} (1/2f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj}) \dots \dots \dots \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91)}.$

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton a la traction

η : Coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses
- $\eta = 1,6$ pour les HA ($\varphi \geq 6\text{mm}$)
- $\eta = 1,6$ pour les HA ($\varphi < 6\text{mm}$)

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

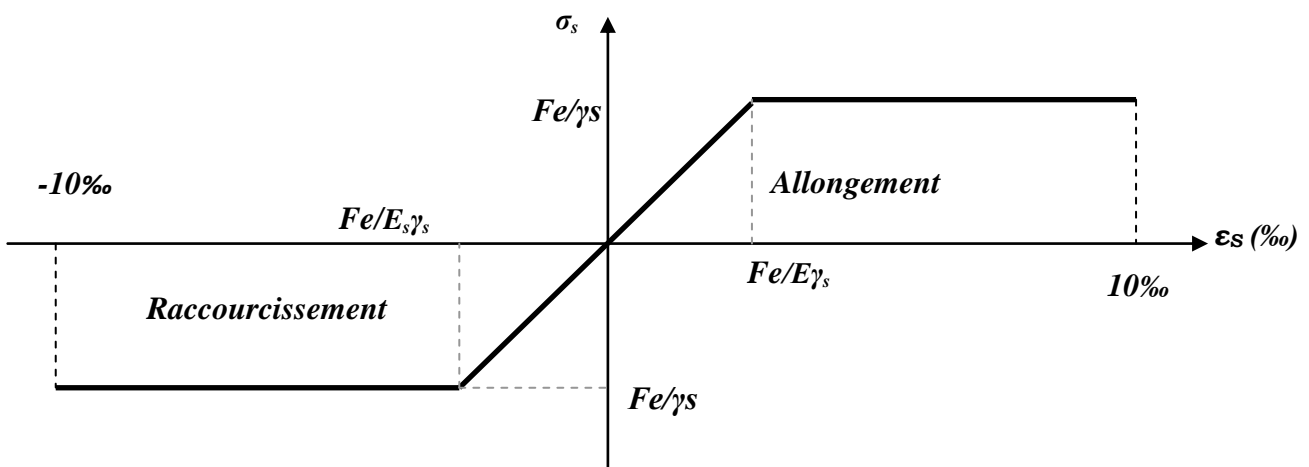


Fig I.4 Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

I.7. Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres 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 brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3 \text{ cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1 \text{ cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I.8. Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure, leurs caractéristiques et leur fonctionnement dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres dessous.

Remarque :

On va prendre en premier temps la section minimale des poteaux exigées par le RPA en zone IIa(25*25)cm²

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$h_i \geq \frac{L}{22,5} = \frac{325}{22,5} = 14,44 \text{ cm}$$

- ✓ On optera pour un plancher de (16+4) = 20 cm
- ✓ Epaisseur du corps creux est de 16 cm
- ❖ Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm

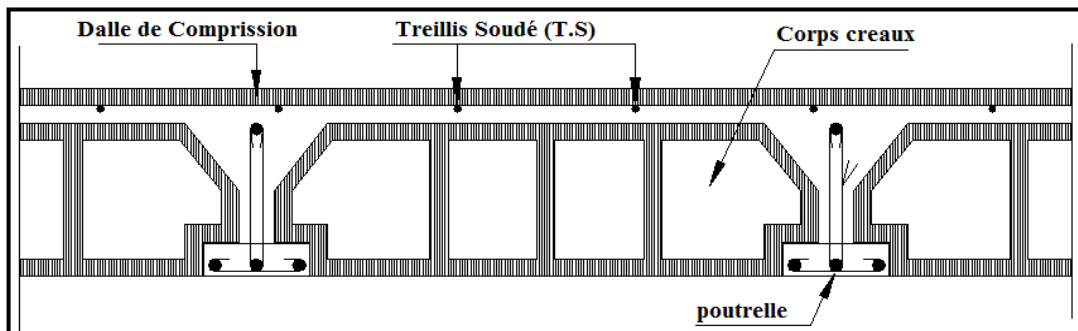


Figure II.1 : Schémas d'un plancher au corps creux.

❖ **Plancher dalle pleine**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes:

1) **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e > L_0 / 10$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.10\text{m} \Rightarrow e > 1.10/10 = 0.120\text{m} = 11 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm. ($e_1=15 \text{ cm}$)

2) **Résistance au feu :**

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à

$$11\text{cm} \Rightarrow e_2=15 \text{ cm}$$

3) Condition d'isolation phonique:

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350 kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} \quad \text{avec } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

On prend : $e_3 = 14 \text{ cm}$

Donc : $e = \max(e_1, e_2, e_3) = 15 \text{ cm}$.

On adoptera une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm}$.

B. Les Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right. \quad \text{.....Règlement B.A.E.L 91 modifiée 99}$$

Avec: h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm} \\ h > 30 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{.....(RPA 99/ Art 7.5.1)}$$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chaînage

❖ Les Poutres Principales :

- Hauteur : on a $L_{\text{max}} = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23,67 \leq h \leq 35,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

- Largeur: $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

❖ **Les Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

- Hauteur : on a $L_{\max} = 350 - 25 = 325$ cm

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21,66 \leq h \leq 32,5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm.**

- Largeur: $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$

On prend : **b = 30 cm.**

❖ **Vérification selon le RPA 99 /version 2003**

| Conditions | Poutres principales | Poutres secondaires | Vérification |
|----------------|---------------------|---------------------|--------------|
| $h \geq 30$ cm | 30 cm | 30cm | Vérifiée |
| $b \geq 20$ cm | 20 | 20 | Vérifiée |
| $h/b \leq 4$ | 1.5 | 1.5 | Vérifiée |

Tableau II.1: Coffrage minimum des poutres .

❖ **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptés pour les poutres seront comme suit :

Poutres principales : (30x40) cm²

Poutres secondaire : (30x35) cm²

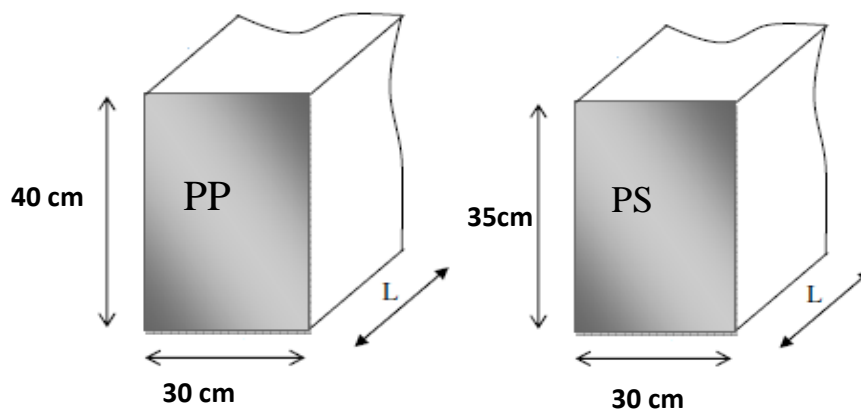


Figure II.2.: Dimension de la poutre principale et secondaire.

C. Les voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Leur dimensionnement sera conforme au règlement **R.P.A 99**(l'Article 7.7.1)

Les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$ seront considérés comme des voiles et dans le cas contraire, seront considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur du voile " a " sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

L : longueur du voile .

a: épaisseur du voile .

h_e: hauteur d'étage .

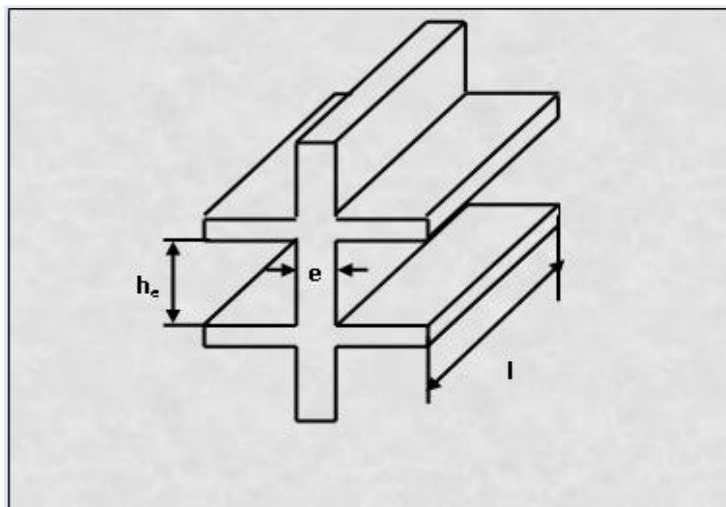


Figure II.3.: Coupe de voile en élévation.

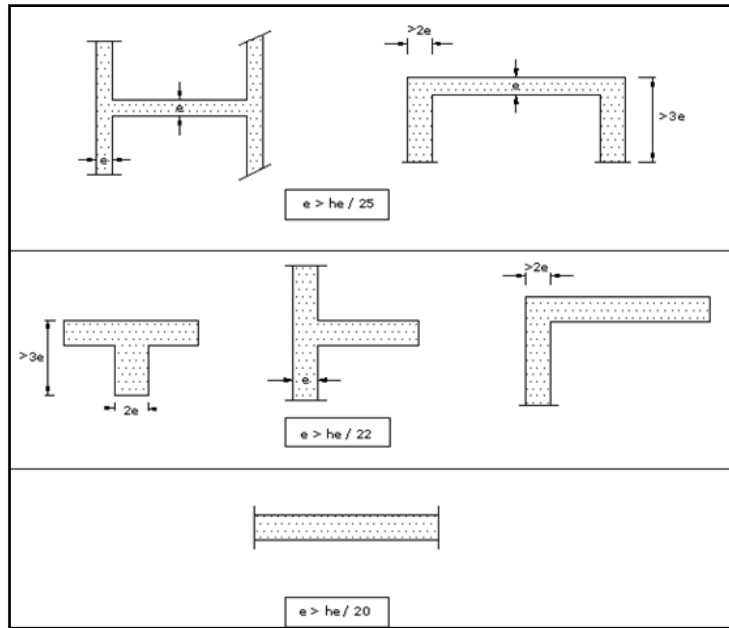


Figure II.4.: Coupe de voile en plan.

• **Au niveau du sous-sol :**

$$h_e = h - e_{\text{plancher}}$$

$$h_e = (450 - 20) = 430 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm} ; \text{ On prend } a = 25 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 25\text{cm} > 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Au niveau du RDC :**

$$h_e = (390 - 20) = 370 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{370}{20} = 18,5 \text{ cm} ; \text{ On prend } a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Au niveau d'étage courant :**

$$h_e = (289 - 20) = 269 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{269}{20} = 13,45 \text{ cm} ; \text{ On prend } a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en bétons armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étages en étage puis au fondations.

Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

La section du poteau à déterminé est donnée par la relation :

$$S_{\text{pot}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

- N_s : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91, en considérant le poteau le plus sollicité tel que : $N_s = G + Q$
- G : charge permanente .
- Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges .
- $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de service du béton à la compression simple .

$$\bar{\sigma}_{bc} : 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa.}$$

II.2. Détermination des charges et surcharges :

on aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment qui seront données comme suit :

❖ Charges permanentes (G) :

A. Les planchers :

Elles sont données par le document technique réglementaire **DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »**

✚ Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible)

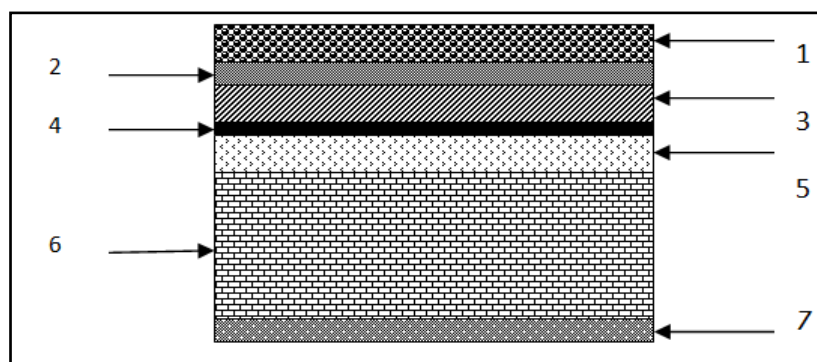


Figure II.5: Coupe transversale au niveau de plancher étage terrasse.

| Éléments | Épaisseur(m) | Poids volumique(KN/m ³) | La charge (KN/m ²) |
|--------------------------------------|--------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| 1. Couche de gravillon | 0,05 | 17 | 0,85 |
| 2. Etanchéité multicouches | 0,02 | 6 | 0,12 |
| 3. Béton en forme pente | 0,07 | 22 | 1,54 |
| 4. Feuille polyane | / | / | 0,01 |
| 5. Isolation thermique (liège) | 0,04 | 4 | 0,16 |
| 6. Plancher à corps creux (16 +4 cm) | 0,20 | 14 | 2,80 |
| 7. Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| Gt = 5,68 KN/ m². | | | |

Tableau II.2: Charges permanentes du plancher d'étage courant.

✚ **Plancher d'étage courant:**

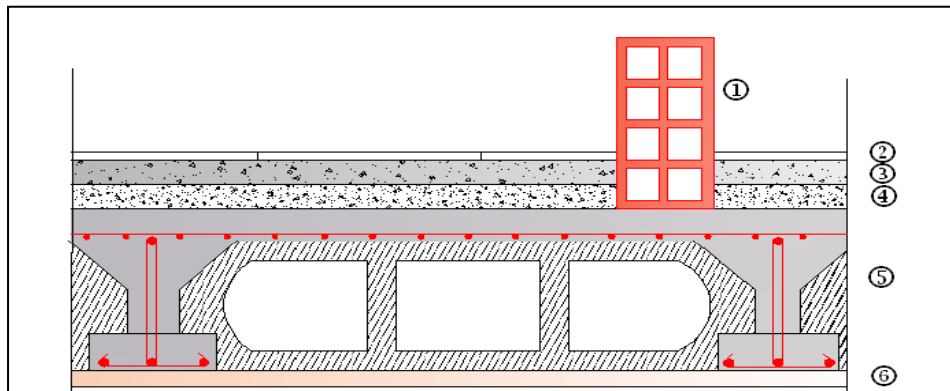


Figure. II.6:Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.

| Eléments | Epaisseur(m) | Poids volumique(KN/m ³) | La charge (KN/m ²) |
|---|--------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| 1.Revêtement en carrelage | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 2. Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 3. Couche de sable | 0,03 | 18 | 0,54 |
| 4. Dalle en corps creux | 0,20 | 14 | 2,80 |
| 5. Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| 6. Cloison de séparation avec 25% d'ouverture | 0,10 | 09 | 0,90 |
| Gt = 5,24KN/ m². | | | |

TableauII.3: Charges permanentes du plancher d'étage courant.

✚ **Plancher dalle pleine :**

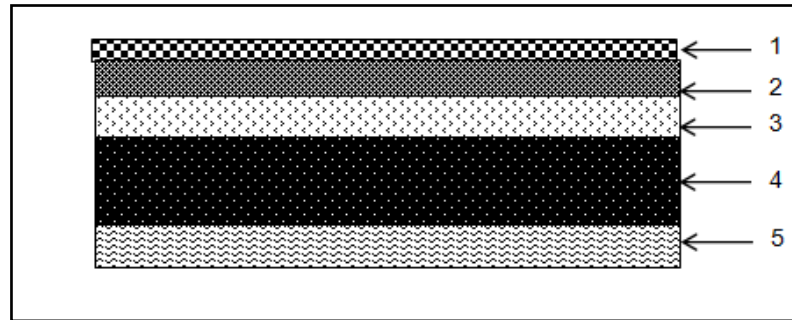


Figure .II.7 : Coupe d'un plancher en dalle pleine.

| Eléments | Epaisseur(m) | Poids volumique(KN/m ³) | La charge (KN/m ²) |
|------------------------------------|--------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| 1.Revêtement en carrelage | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 2. Mortier de pose | 0,03 | 20 | 0,60 |
| 3. Couche de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 4. Dalle pleine en béton Armé | 0,15 | 25 | 3,75 |
| 5. Enduit de ciment | 0,02 | 20 | 0,40 |
| Gt = 5,51KN/ m². | | | |

TableauII.4: Charges permanentes du plancher en dalle pleine.

A. Maçonnerie :**+ Mur extérieur :**

C'est une double cloison en briques creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

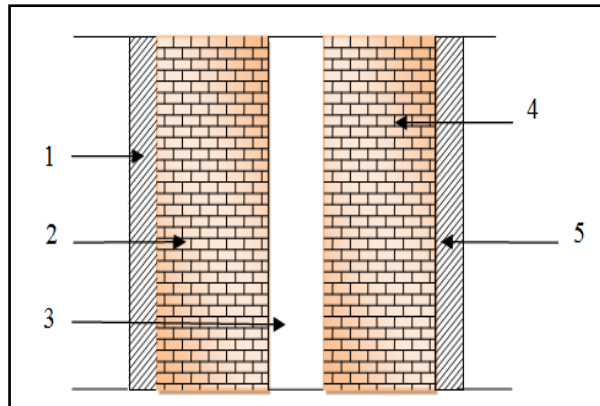


Figure .II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

| Eléments | Epaisseur(m) | Poids volumique(KN/m ³) | La charge (KN/m ²) |
|---|--------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| 1. Enduit en ciment | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 2. Maçonnerie en brique creuse extérieure | 0,10 | 09 | 0,90 |
| 3. lame d'air | 0,05 | / | / |
| 4. Maçonnerie en brique creuse intérieure | 0,10 | 09 | 0,90 |
| 5. Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| Gt = 2,40KN/ m². | | | |

TableauII.5: Charges permanentes des murs extérieurs.

Mur intérieur :

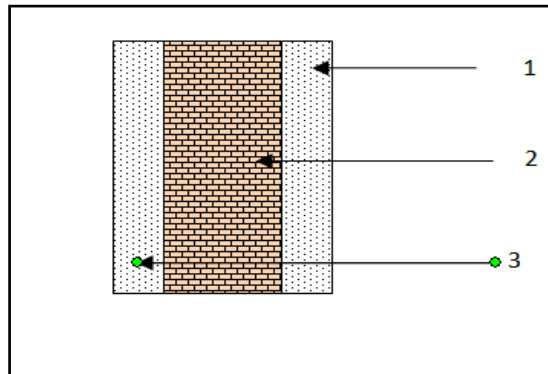


Figure .II.9 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

| Eléments | Epaisseur(m) | Poids volumique(KN/m ³) | La charge (KN/m ²) |
|-------------------------------------|--------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| 1.Enduit en plâtre intérieur | 0,02 | 10 | 0,20 |
| 2. Maçonnerie en brique creuse | 0,10 | 09 | 0,90 |
| 3. Enduit en plâtre extérieur | 0,02 | 10 | 0,20 |
| Gt = 1,30 KN/ m². | | | |

TableauII.6: Charges permanentes des murs intérieurs.

C.L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schémas ci dessous ,vont nous permis de déterminer la charges permanente correspondantes :

$$G = \rho \times S$$

Avec:

ρ : Masse volumique du béton (KN/m³)

S : section longitudinale de l'acrotère.(m²)

AN:

$$G = 25 [(0.65 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times \frac{0,1}{2})] = 1,87 \text{ KN /ml}$$

$$G = 1,87 \text{ KN/ml}$$

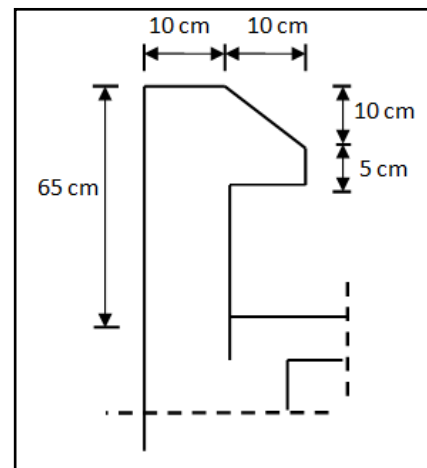


Figure.II.10 : Coupe verticale de l'acrotère.

❖ Surcharges d'exploitation (Q) :

Les surcharges d'exportations sont données par les DTR B.C 2.2 dans le tableau suivant :

| Les éléments de la structure | surcharge Q (KN/m ²) |
|--|----------------------------------|
| 1. Acrotère | 1 |
| 2. Plancher terrasse | 1 |
| 3. Plancher étage courant à usage d'habitation | 1,5 |
| 4. Plancher S sol et RDC à usage commercial | 3,5 |
| 5. Escalier | 2,5 |
| 6. Balcon | 3,5 |

Tableau II.7: Charges d'exploitations

II.3. Descente de charges :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteaux le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouvé la section adoptée dans les différents étages .

II.3.1. charges et surcharges revenant au poteaux le plus sollicité (C2):

A. Surface d'influence :

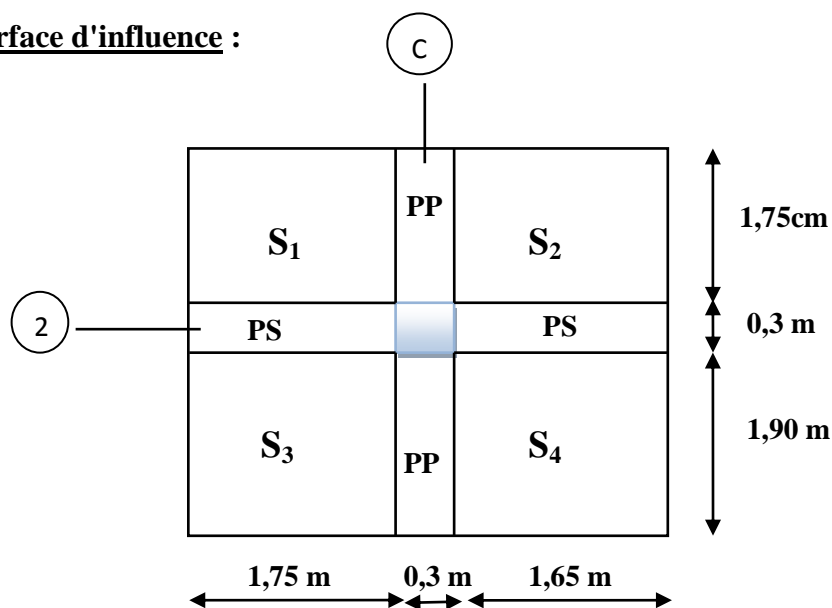


Figure II.11: La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.

➤ **Section nette**

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1,65 \times 1,75) + (1,65 \times 1,90) + (1,75 \times 1,90) + (1,75 \times 1,75) = 12,41 \text{ m}^2$$

B. Poids propres des différents éléments:

➤ **Les poteaux** : $P_{\text{Pot}} = S \times \rho \times h_e$

Avec:

-S : section des poteaux en zone IIa $\geq 25 \text{ cm}$ (RPA 99/version 2003)

- ρ : poids volumique du béton $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

- h_e : hauteur d'étage

- pour le sous- sol: $P_{\text{sous- sol}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,50 = 7,031 \text{ KN}$
- pour le RDC: $P_{\text{RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,90 = 6,094 \text{ KN}$
- pour l'étage de service et les étages courant: $P_{\text{Ec}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 2,89 = 4,516 \text{ KN}$

➤ **Les poutres:** $P_{\text{Poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec: ρ : poids volumique du béton $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

L : longueur de la poutre

- Les poutres principales (30 × 40):

$$P_{\text{PP}} = (0,30 \times 0,40 \times 25) \times (3,80 - 0,25) = 10,650 \text{ KN}$$

- Les poutres secondaires (30 × 35):

$$P_{\text{PS}} = (0,35 \times 0,30 \times 25) \times (3,5 - 0,25) = 8,531 \text{ KN}$$

$$\text{D'ou le poids totale : } P_{\text{tot}} = 10,650 + 8,531 = 19,18$$

➤ **Les planchers** $P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$

- Plancher étage courant et RDC et le sous- sol: $P = 5,24 \times 12,41 = 65,028 \text{ KN}$
- Plancher terrasse: $P_t = G_{\text{terrasse inaccessible}} \times S = 5,68 \times 12,41 = 70,488 \text{ KN}$

C. Les surcharges d'exploitation: $Q_{\text{plancher}} = Q \times S$

- Plancher terrasse: $Q_0 = 12,41 \times 1 = 12,41 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots \dots = Q_9 = 12,41 \times 1,5 = 18,615 \text{ KN}$
- Plancher RDC : $Q_{10} = 12,41 \times 3,5 = 43,435 \text{ KN}$

- Plancher du sous- sol: $Q_{11} = 12,41 \times 3,5 = 43,435\text{KN}$

C. Loi de dégression des surcharges

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d’exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée d’application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s’applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

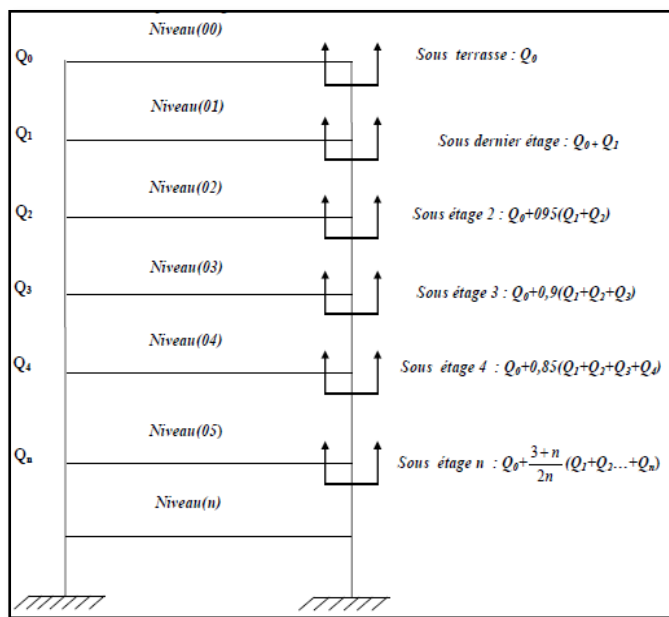
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i, \text{ Pour } n > 5$$

Q_0 : surcharge d’exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage i

n : numéro de l’étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d’exploitation à l’étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.



✓ **Coefficient de dégression de charges (3+n / 2n).**

| | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|----|---|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| N: | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| Niveau | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC | s-sol |
| Coefficient | 1 | 1 | 0,95 | 0,90 | 0,85 | 0,80 | 0,75 | 0,714 | 0,688 | 0,667 | 0,650 | 0,636 |

TableauII.8 :Coefficients de dégression de charges

D.Surcharge cumulée :Plancher terrasse : $Q_0=12,41$ KN

$$9^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1 = 12,41 + 18,615 = 31,025 \text{ KN}$$

$$8^{\text{ème}} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 12,41 + 0,95 (18,615 \times 2) = 47,778 \text{ KN}$$

$$7^{\text{ème}} = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12,41 + 0,9 (18,615 \times 3) = 62,671 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12,41 + 0,85 (4 \times 18,615) = 75,701 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 \dots + Q_4 + Q_5) = 12,41 + 0,80 (5 \times 18,615) = 86,87 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 \dots + Q_5 + Q_6) = 12,41 + 0,75 (6 \times 18,615) = 96,177 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 \dots + Q_6 + Q_7) = 12,41 + 0,714 (7 \times 18,615) = 105,447 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} = Q_0 + 0,688(Q_1 + Q_2 \dots + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 12,41 + 0,688 (8 \times 18,615) = 114,867 \text{ KN}$$

$$1^{\text{ème}} = Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 12,41 + 0,667 (9 \times 18,615) = 124,156 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 \dots + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 12,41 + 0,65 (9 \times 18,615 + 43,435) = 149,541 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol} = Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 \dots + Q_{10} + Q_{11}) = 12,41 + 0,636 (9 \times 18,615 + 43,435 \times 2) = 174,212 \text{ KN}$$

| Niveaux | Charges permanentes (KN) | | | | | Charges d'exploitation (KN) | | Effort Normal (KN) | Section (cm ²) | |
|----------|--------------------------|--------------|--------------|------------------|----------------|-----------------------------|----------------|--|-------------------------------|-----------------|
| | Poids plancher | Poids poutre | Poids poteau | G _{tot} | G _c | Q | Q _c | N _s = G _c + Q _c | s ≥ $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ | Section Adoptée |
| Terrasse | 70,488 | 19,18 | 0 | 89,668 | 89,668 | 12,410 | 12,410 | 102,078 | 68,052 | 35×35 |
| 9 | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 178,392 | 18,615 | 31,025 | 209,417 | 139,611 | 35×35 |
| 8 | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 276,116 | 18,615 | 47,778 | 323,894 | 215,929 | 35×35 |
| 7 | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 355,84 | 18,615 | 62,671 | 418,457 | 278,971 | 35×35 |
| 6 | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 444,564 | 18,615 | 75,701 | 520,265 | 346,843 | 40×40 |
| 5 | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 533,288 | 18,615 | 86,87 | 620,158 | 413,439 | 40×40 |
| 4 | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 622,012 | 18,615 | 96,177 | 718,189 | 478,793 | 40×40 |
| 3 | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 710,736 | 18,615 | 105,447 | 816,183 | 544,122 | 40×40 |
| 2 | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 799,46 | 18,615 | 114,867 | 914,327 | 609,551 | 45×45 |
| 1 | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 888,184 | 18,615 | 124,156 | 1012,34 | 674,893 | 45×45 |
| RDC | 65,028 | 19,18 | 4,516 | 88,724 | 976,908 | 18,615 | 149,541 | 1126,44 | 750,96 | 45×45 |
| S-SOL | 65,028 | 19,18 | 6,094 | 90,302 | 1067,21 | 18,615 | 174,212 | 1241,42 | 827,613 | 45×45 |

Tableau II.9: Pré dimensionnement des poteaux.

Remarque :

On a adopté pour les poteaux des sections supérieurs à celle trouvé dans les calculs pour des raisons :

- Une bonne répartitions des aciers.
- Eviter la rotule plastique dans les pontaux.

II.3.2. Vérification : (R.P.A 99):

1. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivant :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

| Poteaux | Conditions exigées par RPA | Valeur calculée et vérification | Observation |
|---------|---------------------------------------|--|--------------------|
| 35x35 | $\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ | $\text{min}(b, h) = 35 > 25 \text{ cm}$ | Condition vérifiée |
| | $\text{min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$ | $\frac{he}{20} = \frac{289}{20} = 14,45 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$ | |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$ | |
| 40x40 | $\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ | $\text{min}(b, h) = 40 > 25 \text{ cm}$ | Condition vérifiée |
| | $\text{min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$ | $\frac{he}{20} = \frac{289}{20} = 14,45 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$ | |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$ | |
| 45x45 | $\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ | $\text{min}(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm}$ | Condition vérifiée |
| | $\text{min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$ | $\frac{he(s \text{ sol})}{20} = \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ $\frac{he(RDC)}{20} = \frac{390}{20} = 19,5 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ | |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$ | |

Tableau II.10: Vermification aux RPA.

2. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un

phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élanement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

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

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau: $I = \frac{bh^3}{12}$

| Niveaux | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | S (cm ²) | i (cm) | l ₀ (cm) | L _f (cm) | λ | Condition |
|---------|-----------|-----------|-------------------------|-------------------------|-----------|------------------------|------------------------|-------|--------------------|
| 10 | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,10 | 289 | 202,3 | 20,03 | condition vérifiée |
| 9 | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,10 | 289 | 202,3 | 20,03 | condition vérifiée |
| 8 | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,10 | 289 | 202,3 | 20,03 | condition vérifiée |
| 7 | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,10 | 289 | 202,3 | 20,03 | condition vérifiée |
| 6 | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,55 | 289 | 202,3 | 17,51 | condition vérifiée |
| 5 | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,55 | 289 | 202,3 | 17,51 | condition vérifiée |
| 4 | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,55 | 289 | 202,3 | 17,51 | condition vérifiée |
| 3 | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,55 | 289 | 202,3 | 17,51 | condition vérifiée |
| 2 | 45 | 45 | 341718,75 | 2025 | 12,99 | 289 | 202,3 | 15,57 | condition vérifiée |
| 1 | 45 | 45 | 341718,75 | 2025 | 12,99 | 289 | 202,3 | 15,57 | condition vérifiée |
| RDC | 45 | 45 | 341718,75 | 2025 | 12,99 | 390 | 273 | 21,01 | condition vérifiée |
| S-SOL | 45 | 45 | 341718,75 | 2025 | 12,99 | 450 | 315 | 24,25 | condition vérifiée |

Tableau II.10: Vérification du flambement des poteaux.

- ✓ On conclue que la condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

3.Vérification de l'effort normal à la base :

On doit vérifier que $v = \frac{N_s}{S \times f_{c28}} \leq 0,3$

$$= \frac{1241,42 \times 10^3}{(450 \times 450) \times 25} = 0,24 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II-4: Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- Hauteur du plancher en corps creux : **$h_t=20$ cm.**
- Epaisseur de la dalle pleine : **$e=15$ cm.**
- Epaisseur des voiles:
 - ✚ Sous-sol : **$a=25$ cm.**
 - ✚ RDC et les différent étages : **$a=20$ cm.**
- **Sections des poutres:**
 - ✚ poutres principales : **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$.**
 - ✚ poutres secondaire: **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$.**
- **Sections des poteaux :**
 - ✚ Sous-sol, RDC ,niv 1 et 2 : **$(45 \times 45) \text{ cm}^2$.**
 - ✚ Niv 3, 4, 5, 6 : **$(40 \times 40) \text{ cm}^2$.**
 - ✚ Niv 7 8,9, 10: **$(35 \times 35) \text{ cm}^2$.**

Ce résultat nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres suivants .

Introduction:

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

III.1:Calcul de l'Acrotère**III.1.1:Définition**

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encadrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q = 1 KN » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

III.1.2:Hypothèse de calcul

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

III.1.3:Dimensionnement

-Hauteur=65cm.

-Epaisseur=10cm

-L'enrobage=3 cm

-La surface = 0,075 m²

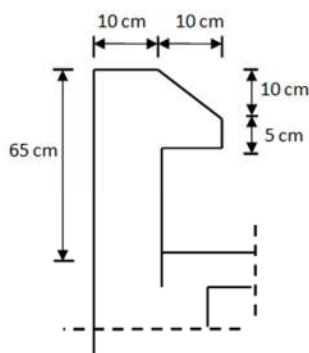


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

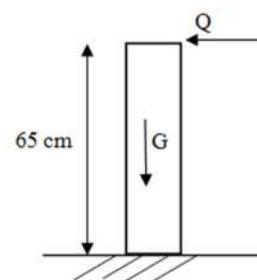


Figure III.1.2 : Schémas statique

III.1.2: Calcul des efforts internes

On a la charge permanente et d'exploitation de l'acrotère déjà déterminé dans le chapitre précédent égale à :

$$G=1,87 \text{ KN/ml}$$

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

-Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,65 \times 1 \text{ ml} = 0,65 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

-Effort normal du au poids propre G :

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1,87 \text{ KN}$$

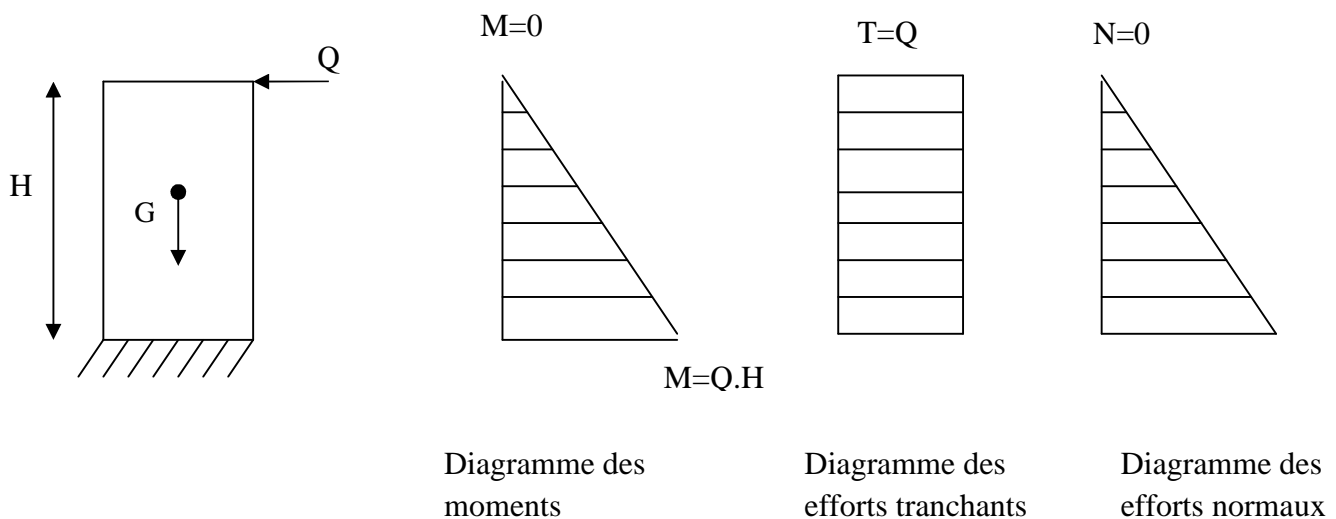


Figure III.1.3: Diagramme des efforts internes

III.1.3: Combinaison des charges

➤ **A l'ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5 Q$

-L'effort normal: $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,87 = 2,52 \text{ KN}$

-l'effort tranchant: $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

-Moment de flexion : $M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KNm}$

➤ **A l'ELS** : $q_u = G + Q$

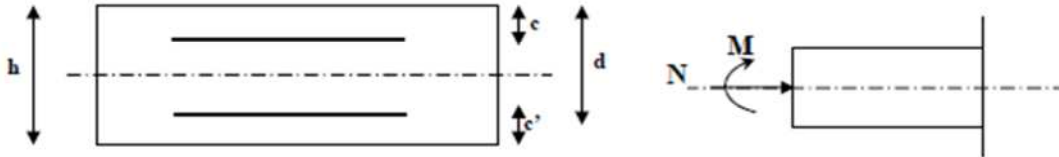
-L'effort normal: $N_s = G = 1,87 \text{ KN}$

-l'effort tranchant: $TS = Q = 1 \text{ KN}$

-Moment de flexion : $Ms = M_Q = 0,65 \text{ KN.m}$

III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

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



Avec:

h : épaisseur de la section,

c et c' : l'enrobage,

$d = h - c$: hauteur utile,

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

➤ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,97}{2,52} = 0,38 \text{ m} = \mathbf{38 \text{ cm.}}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = \mathbf{2 \text{ cm}} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et 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, puis se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul en flexion simple :

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,52 \times (0,38 + 0,05 - 0,03) = 1,008 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,008 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (70)^2} = 0,014 \quad (\mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A})$$

Armatures fictives:

$$A_{\text{stf}} = \frac{M_f}{\sigma_{\text{st}} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1,008 \times 10^6}{348 \times 70 \times 0,993} \approx 0,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée:**

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,41 - \frac{2,52 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,33 \text{ cm}^2$$

III.1.5: Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité : BAEL 91/(Art A.4.2.1):

On doit vérifier que :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,65}{1,87} = 0,35 \text{ m} = \mathbf{35 \text{ cm.}}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \left[\frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,455 \times 7} \right] = \mathbf{0,80 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 > A_{calculé} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A = A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = 2.515 cm², avec un espacement $S_t = 20$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,515}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA8/ml** = 2.012 cm² espacées de 25 cm

2-Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5-1-1) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d} ; \quad T_u = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifié

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Comme le cisaillement est vérifié alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/Art A. 6.1.3):

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

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

Avec: Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\Psi_s = \begin{cases} 1,5 & \text{pour la Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisses} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Donc Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Longueur de scellement droit : (BAEL91/Art A.6.2.21)

On a $l_s = 40 \Phi$ pour FeE400

$l_s = 50 \Phi$ pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow l_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

5. Espacement des barres :

- Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

on prend : $St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier

- Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

on prend : $St = 25\text{cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier

III.1.6 : Vérification à l'ELS

1. Vérification des contraintes :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

1.A: Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec: η : coefficient de fissuration { $\eta=1.6$ H.A ; $\eta=1$ r.l}

Dans notre cas : $\eta = 1.6$.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \left[\frac{2}{3} \times 400 ; \max [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right] \right\} = \min \{ 266,6 ; \max (200; 201.63) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Valeur de } \beta_1 : \quad \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287.$$

$$\rho = 0,287 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,915 \quad k_1 = 43,82 \quad \sigma_s = \frac{-0,65 \times 10^6}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 50,49 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_s = 50,49 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1-B-Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{50,49}{53,96} = 0,936 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.7: Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

On doit vérifier que: $F_p \leq Q$

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

➤ A : Coefficient d'accélération de zone

-Pour une zone IIa, groupe d'usage 2 on a : $A = 0.15$ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

➤ C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

➤ W_p : Poids de l'acrotère = 1,87 kN/ml

$$AN: F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.87 = 0,898 \text{ [kN/ml].}$$

$F_p = 0.898 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

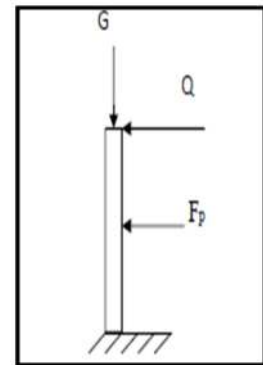
Note :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p .

III.1.8: conclusion

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- Armatures principales : 4HA8 avec un espacement $St = 25\text{cm}$.
- Armatures de répartitions : 5HA8 avec un espacement $St = 25\text{cm}$



III.2 .Calcul des planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression

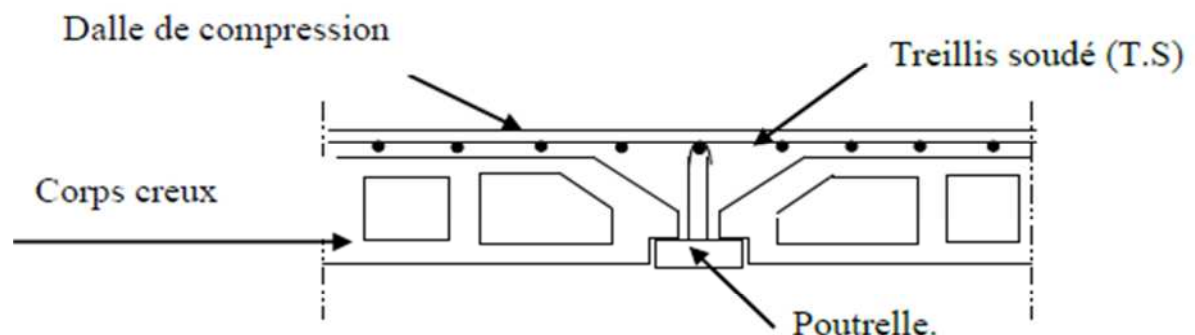


Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.2.1.Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8,423) qui sont :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles;
- **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **les armatures \perp aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

$$A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

Avec : l' = distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

$$\text{AN : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

- **les armatures // aux poutrelles :**

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

On adoptera $A_{//} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles $(5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

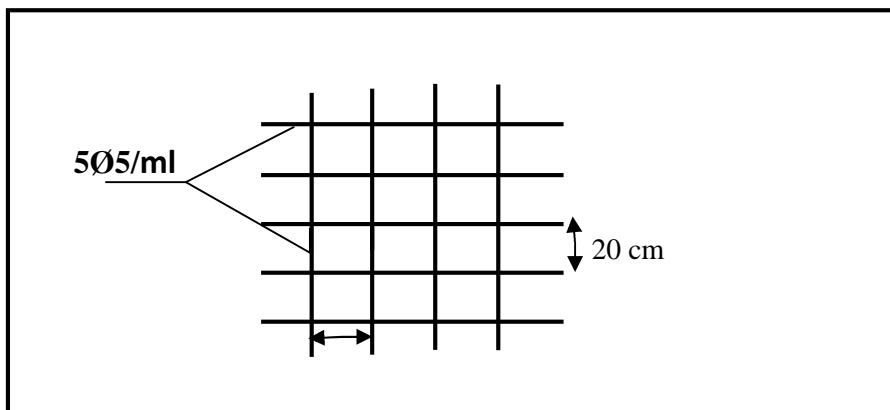


Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

1^{ère} Etape : 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, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux: $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale : $G_t = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ Ferrailage à l'état limite ultime (E.L.U)

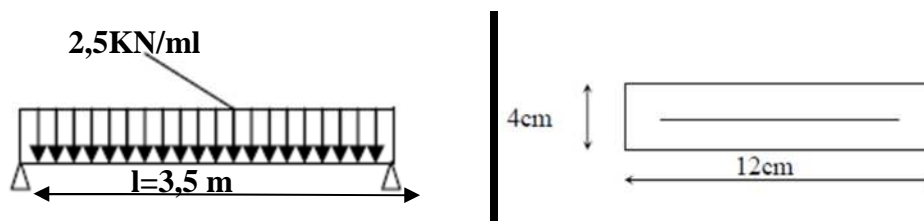


Figure III.2.3: Schéma statique de la poutrelle.

- Calcul de moment : $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,5^2}{8} = 3,83 \text{ KN m.}$
- Calcul effort tranchant : $T_u = q_u \frac{l}{2} = 2,5 \times \frac{3,5}{2} = 4,37 \text{ KN m.}$

➤ Calcul des Armatures :

$$b = 12 \text{ cm} ; d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,83 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,619 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est faible ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ; espacement entre étais : **80 à 120 cm**.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au plancher elle travaille en flexion simple.

a) Détermination de la largeur de la table de compression : (BAEL91 modifiée 99/A.4.1,3)

La largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

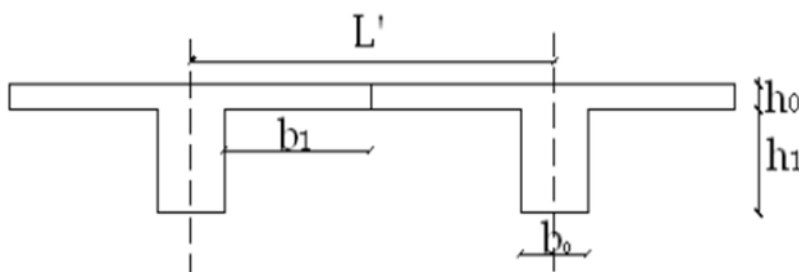


Figure III.2.4: Coupe vertical d'une poutrelle.

Avec:

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- L' : Distance entre axes des poutrelles $L' = 65 \text{ cm}$
- L : Longueur de la plus grande travée $L = 3,5 \text{ m}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- h_1 : épaisseur du corps creux $h_1 = 16 \text{ cm}$

$$\underline{AN} : b_1 \leq \min \left(\frac{350}{10}; \frac{65-12}{2} \right) = \min(35 \text{ cm}; 26,5 \text{ cm}) = \mathbf{26,5 \text{ cm}}$$

✓ On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

b).calcul des chargements :

- Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 5,68 \times 0,65 = \mathbf{3,692 \text{ KN/ml}}$.
Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,24 \times 0,65 = \mathbf{3,406 \text{ KN/ml}}$
- Charge d'exploitation :(plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0,65 = \mathbf{0,65 \text{ KN/ml}}$.
- Charge d'exploitation :(plancher à usage d'habitation): $Q = 1,5 \times 0,65 = \mathbf{0,975 \text{ KN/ml}}$
- Charge d'exploitation :(plancher à usage commerce RDC) : $Q = 3,5 \times 0,6 = \mathbf{2,275 \text{ kN/ml}}$.

c). Combinaison de charges :

❖ Plancher à usage d'habitation :

$$\text{ELU : } \mathbf{qu} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 0.98 = \mathbf{6.068 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } \mathbf{qs} = G + Q = 3.406 + 0,98 = 4.386 \text{ KN/m}$$

❖ Plancher à usage commercial (RDC) :

$$\text{ELU : } \mathbf{qu} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 2.275 = \mathbf{8.01 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } \mathbf{qs} = G + Q = 3.406 + 2.275 = \mathbf{5.681 \text{ KN/ml}}$$

❖ Plancher terrasse :

$$\text{ELU : } \mathbf{qu} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 0.65 = 5.959 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } \mathbf{qs} = G + Q = 3.692 + 0.65 = 4.342 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage commercial(RDC)

d. Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments

❖ Méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées ; tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, d'enseignement...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

1^{ère} condition: $Q \leq \min\left(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}\right)$

$Q = 3,5 \text{ KN/ml} < \min(6,812 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2^{ème} condition:

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow **Condition vérifiée.**

3^{ème} condition:

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

4^{ème} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,00}{3,30} = 0,909 ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,30}{3,50} = 0,943 ; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,50}{2,50} = 1,4 ; \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{2,50}{3,50} = 0,714$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{3,50}{3,30} = 1,060 ; \quad \frac{L_6}{L_7} = \frac{3,30}{3,00} = 1,1 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

\Rightarrow **la méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée \Rightarrow donc on utilise la méthode des trois moments.**

❖ Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastresments aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

$$M_{i-1} \cdot \frac{l_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{l_i}{I_i} + \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec:

$$W_i^d = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24 E I_i} \quad W_i^g = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24 E I_{i+1}}$$

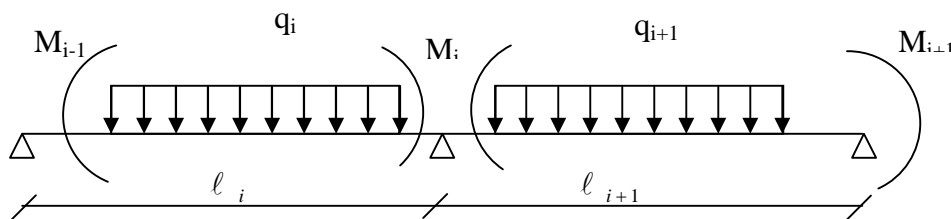


Figure III.2.5 : Méthode des trois moments

a) **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = \frac{-q_i \cdot l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4}$$

b) **Moments en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

Avec :

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2$$

c) **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T_u(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Avec:

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « 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 ».

III.2.3.Application :

➤ Combinaison de charge :

ELU : $q_u=8.01$ KN/ml

ELS : $q_s= 5.681$ KN/ml

- schéma statique de calcul :

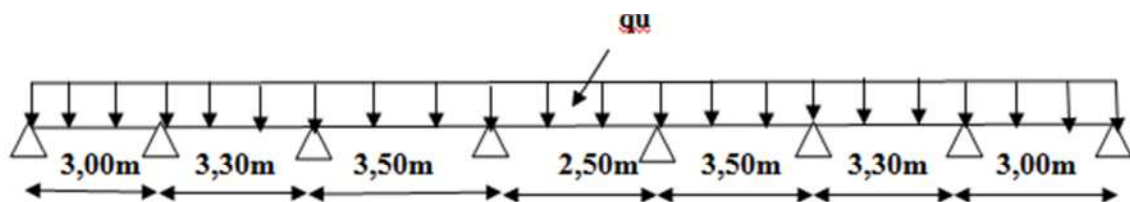


Figure III.2.6: Schéma statique de la poutrelle.

a) Calcul des moments aux appuis :

Pour $n=0$ $6M_0+3M_1= -54,067 \dots\dots\dots(1)$

Pour $n=1$ $3M_0+12,6M_2+3,3 M_3= -126,03 \dots\dots\dots(2)$

Pour $n=2$ $3,3M_1+13,6M_2+3,5 M_3= -157,821 \dots\dots\dots(3)$

Pour $n=3$ $3,5 M_2+12M_3+2,5M_4= -117,146 \dots\dots\dots(4)$

Pour $n=4$ $2,5M_3+12M_4+3,5M_5=-117,146 \dots\dots\dots(5)$

Pour $n=5$ $3,5 M_4+13,6 M_5+3,3 M_6= -157,821 \dots\dots\dots(6)$

Pour $n=6$ $3,5 M_5+12,6 M_6+3 M_7= -126,03 \dots\dots\dots(7)$

Pour $n=7$ $3 M_6+6 M_7= -54,067 \dots\dots\dots(8)$

La résolution du système nous donne :

$$\begin{aligned} M_0 &= -5.81 \text{ KN.m} & M_1 &= -6.39 \text{ KN.m} & M_2 &= -8.50 \text{ KN.m} \\ M_3 &= -6.02 \text{ KN.m} & M_4 &= -6.02 \text{ KN.m} & M_5 &= -8.50 \text{ KN.m} \\ M_6 &= -6.39 \text{ KN.m} & M_7 &= -5.81 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Par symétrie nous avons :

$$M_0=M_7 ; \quad M_1=M_6 ; \quad M_2=M_5 ; \quad M_3=M_4$$

b) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

| Travées | L (m) | q _u (KN/ml) | M _i (KN.m) | M _{i+1} (KN.m) | X (m) | M _i (x) (KN.m) |
|---------|----------|---------------------------|--------------------------|----------------------------|----------|------------------------------|
| 1-2 | 3 | 8,01 | -5,81 | -6,39 | 1,47 | 2,90 |
| 2-3 | 3,3 | 8,01 | -6,39 | -8,50 | 1,57 | 3,47 |
| 3-4 | 3,5 | 8,01 | -8,50 | -6,02 | 1,84 | 5,02 |
| 4-5 | 2,5 | 8,01 | -6,02 | -6,02 | 1,25 | 0,23 |
| 5-6 | 3,5 | 8,01 | -6,02 | -8,50 | 1,66 | 5,02 |
| 6-7 | 3,3 | 8,01 | -8,50 | -6,39 | 1,73 | 3,47 |
| 7-8 | 3 | 8,01 | 6,39 | -5,81 | 1,52 | 2,90 |

Tableau III.2.1 : Calcul des moments en travées.

Remarque:

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

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$\begin{array}{llll} M_0 = -3,87 \text{ KN.m} & M_1 = -4,26 \text{ KN.m} & M_2 = -5,66 \text{ KN.m} & M_3 = -4,01 \text{ KN.m} \\ M_4 = -4,01 \text{ KN.m} & M_5 = -5,66 \text{ KN.m} & M_6 = -4,26 \text{ KN.m} & M_7 = -3,87 \text{ KN.m} \end{array}$$

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée :

On aura en travée les résultats suivants:

$$\begin{array}{llll} M_{t1} = 3,87 \text{ KN.m} & M_{t2} = 4,63 \text{ KN.m} & M_{t3} = 6,69 \text{ KN.m} & M_{t4} = 0,31 \text{ KN.m} \\ M_{t5} = 6,69 \text{ KN.m} & M_{t6} = 4,63 \text{ KN.m} & M_{t7} = 3,87 \text{ KN.m} & \end{array}$$

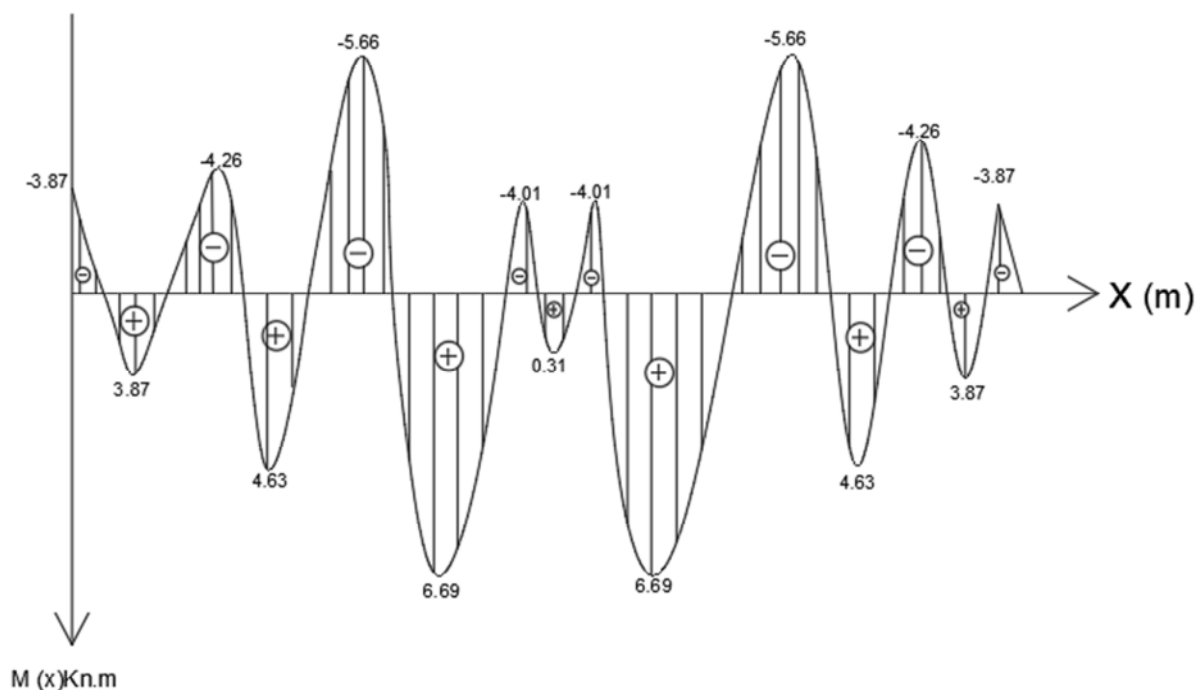


Figure III.2.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

d) Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

| Travées | L (m) | q _u (KN/m) | M _i (KN.m) | M _{i+1} (KN.m) | V(x) (KN) | |
|---------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-----------|--------|
| | | | | | x = 0 | x = L |
| 1-2 | 3 | 8,01 | -5,81 | -6,39 | 11,88 | -12,14 |
| 2-3 | 3,3 | 8,01 | -6,39 | -8,50 | 12,79 | -13,64 |
| 3-4 | 3,50 | 8,01 | -8,50 | -6,02 | 14,49 | -13,54 |
| 4-5 | 2,50 | 8,01 | -6,01 | -6,02 | 10,01 | -10,01 |
| 5-6 | 3,50 | 8,01 | -6,01 | -8,50 | 13,54 | -14,49 |
| 6-7 | 3,30 | 8,01 | -8,50 | -6,39 | 13,64 | -12,79 |
| 7-8 | 3 | 8,01 | -6,39 | -5,81 | 12,14 | -11,88 |

Tableau III.2.2 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

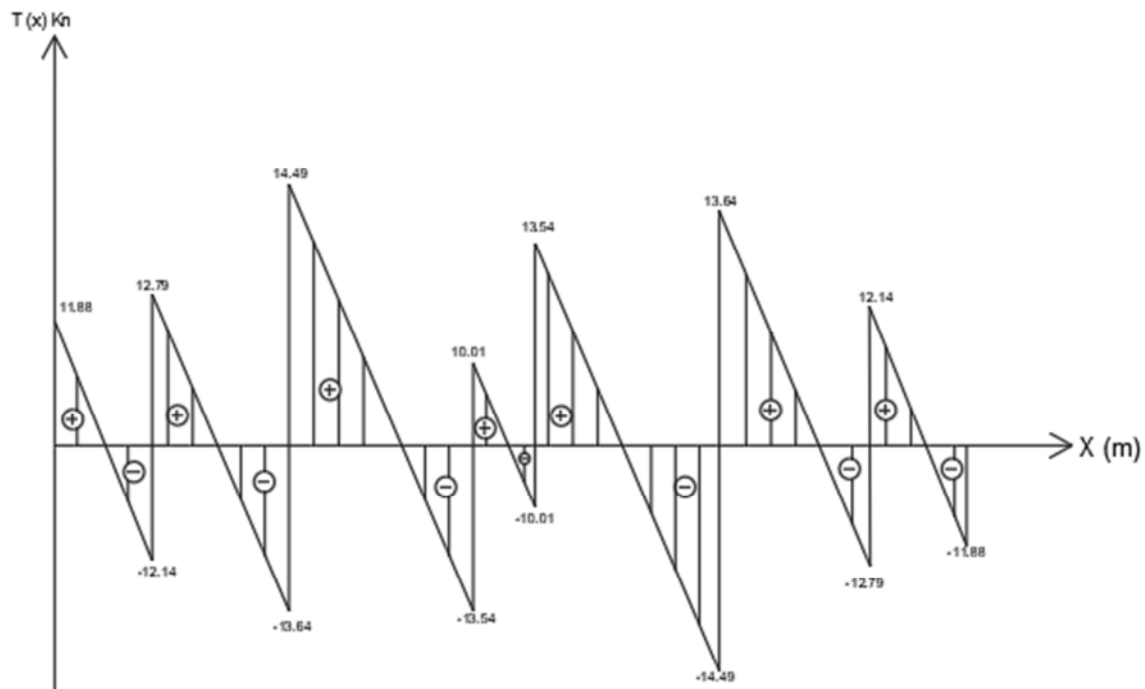
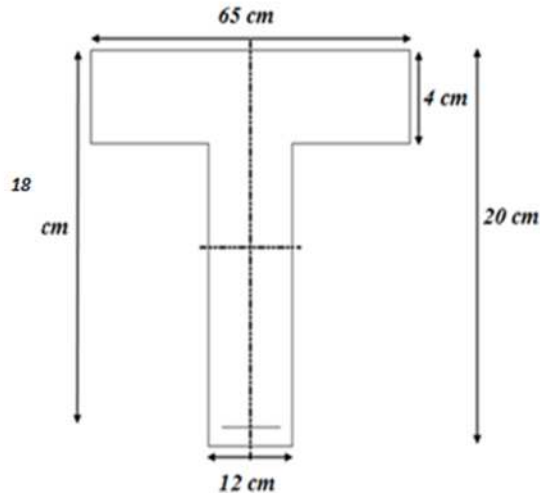


Figure III.2.7: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

III.2.4.Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles seront calculées comme une section en T :



▪ **Position de l'axe neutre :**

- ❖ Si : $M_T > M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.
- ❖ Si : $M_T < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

➤ **Pour le ferrailage on choisit le plancher RDC (on a ici le moment max) :**

Calcul de : $M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$.

AN: $M_0 = 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^3 = 59,07 \text{ KNm}$.

On a : $M_t^{\max} = 6,69 \text{ KN m}$

$M_a^{\max} = -5,66 \text{ KN m}$

$M_T = 6,69 \text{ KN m} < M_0 = 59,07 \text{ KN m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression,
le calcul se fera pour une section rectangulaire ($\mathbf{b \times h} = \mathbf{65 \times 20}$)

III.2.4.1. Calcul des armatures :**❖ Calcul des armatures longitudinales :**

- **En travées** : $M_{max}^T = 6,69 \text{ KNm}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,69 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,022 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,69 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 1,08 \text{ cm}^2$$

- ✓ On opte pour une section d'armatures : **3HA10** $\Rightarrow A_{Ap} = 2,35 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis** : $M_{max}^a = -5,66 \text{ KN.m}$

$$\mu_A = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,66 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,019 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_A = 0,019 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,946$$

$$A_A = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,66 \times 10^3}{0,946 \times 18 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

- ✓ On opte pour une section d'armature: **2HA10** $\Rightarrow A_{adop} = 1,57 \text{ cm}^2$

❖ Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec: ϕ_{lmax} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min \left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right) = \min(5,71 ; 10 ; 12) \Rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm.}$$

- ✓ On opte pour une section d'armature **2HA8** $\Rightarrow A_{adop} = 1,00 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\phi 8$.

III.2.5. Vérification à l'ELU :

- a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91/Art B.4.2.1) :

1. Calcul de la section minimale :

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

- En travée :

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 0,26 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

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

Avec : $T_{max} = 14,49 \text{ KN}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.} \\ \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{14,49 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,67 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- ✓ $\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$

c) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres(Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

AN: $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec: Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\Psi_s \begin{cases} 1.5 & \text{pour les Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisse} \end{cases}$$

Avec : $\sum u_i$: somme de périmètres utiles de barres.

AN:

• **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{94,2 \text{ mm.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,49 \times 10^3}{0,9 \times 94,2 \times 180} = \mathbf{0,95 \text{ MPa.}}$$

✓ $\tau_{se} = \mathbf{0,95 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{62,8 \text{ mm.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,49 \times 10^3}{0,9 \times 62,8 \times 180} = \mathbf{1,42 \text{ MPa.}}$$

✓ $\tau_{se} = \mathbf{1,42 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc Il n'ya pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Espacement entre cadre (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$-S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

✓ **soit: $S_t = 16 \text{ cm}$**

d) Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

On a $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec: $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

AN: $l_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$l_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$

✓ on prend $l_s = 15 \text{ cm}$

e) Influence de l'effort tranchant :

- Sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{min} = \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

$A_{min} = \left(14,49 - \frac{5,66}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,5 \text{ cm}^2$

✓ $A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A = -0,5 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée; Les armatures calculées sont suffisantes.

- Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

On doit vérifier que : $\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 18}{1,5} 10^{-1} = 1296 \text{ KN}.$

✓ $T_{max} = 14,49 \text{ KN} < T = 1296 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.2.6.Calcul à L'ELS:**❖ Combinaison des charges:**

$$q_s = G + Q = 3,406 + 2,275 = 5,68 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

$$\text{On a } q_u = 8,01 \text{ KN/ml} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5,68}{8,01} = 0,71$$

❖ Calcul des moments fléchissant :**▪ Les moments aux appuis :**

$$M_0 = -3,87 \times 0,71 = -2,75 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4,26 \times 0,71 = -3,02 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,66 \times 0,71 = -4,02 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -4,01 \times 0,71 = -2,85 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,01 \times 0,71 = -2,85 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -5,66 \times 0,71 = -4,02 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -4,26 \times 0,71 = -3,02 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -3,87 \times 0,71 = -2,75 \text{ KN.m}$$

▪ Les moments en travées :

$$M_{t_1} = 3,87 \times 0,71 = 2,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_2} = 4,63 \times 0,71 = 3,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_3} = 6,69 \times 0,71 = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_4} = 0,31 \times 0,71 = 0,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_5} = 6,69 \times 0,71 = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_6} = 4,63 \times 0,71 = \mathbf{3,29 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t_7} = 3,87 \times 0,71 = \mathbf{2,75 \text{ KN.m}}$$

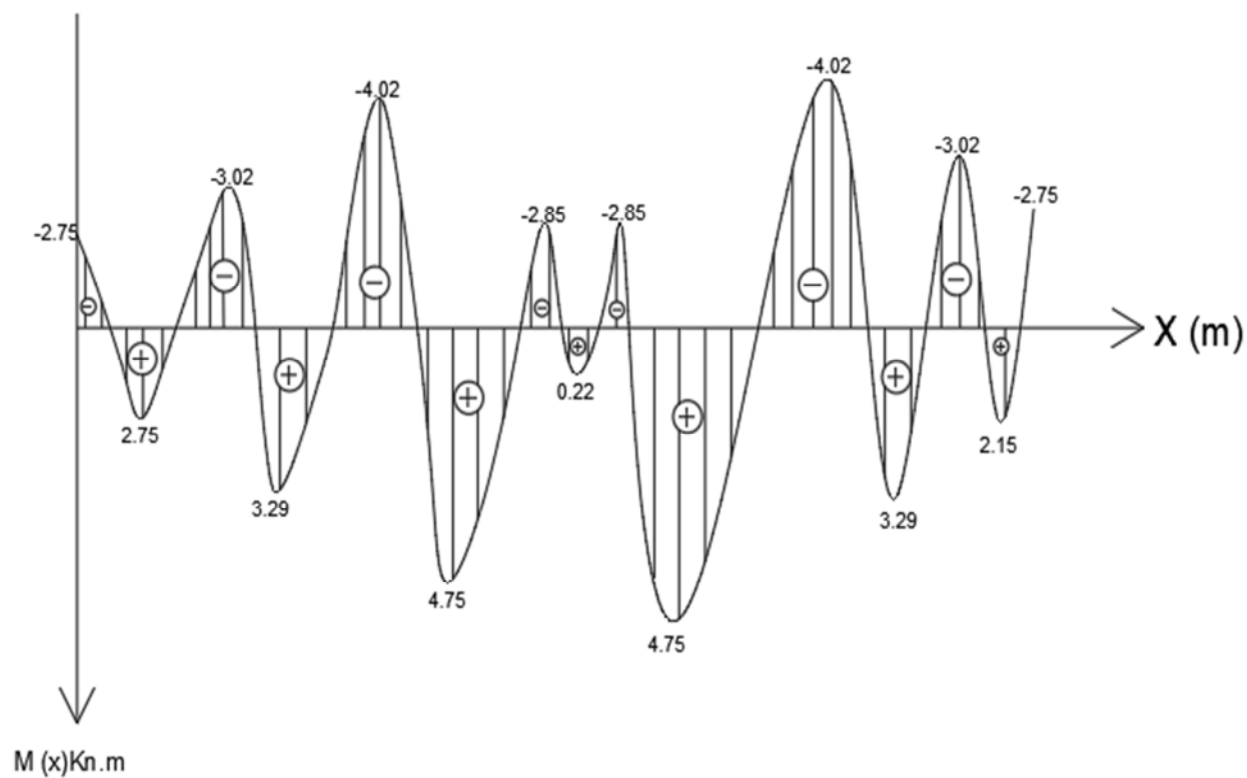


Figure III.2.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

❖ Calcul des efforts tranchants

$$V_s = V_u \times 0.71$$

| Travées | L (m) | q _s (KN/m) | M _i (KN.m) | M _{i+1} (KN.m) | V(x) (KN) | |
|---------|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-----------|--------|
| | | | | | x = 0 | x = L |
| 1-2 | 3 | 5,68 | -2,75 | -3,02 | 11,88 | -12,14 |
| 2-3 | 3,3 | 5,68 | -3,02 | -4,02 | 12,79 | -13,64 |
| 3-4 | 3,50 | 5,68 | -4,02 | -2,85 | 14,49 | -13,54 |
| 4-5 | 2,50 | 5,68 | -2,85 | -2,85 | 10,01 | -10,01 |
| 5-6 | 3,50 | 5,68 | -2,85 | -4,02 | 13,54 | -14,49 |
| 6-7 | 3,30 | 5,68 | -4,02 | -3,02 | 13,64 | -12,79 |
| 7-8 | 3 | 5,68 | -3,02 | -2,75 | 12,14 | -11,88 |

Tableau III.2.4 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS

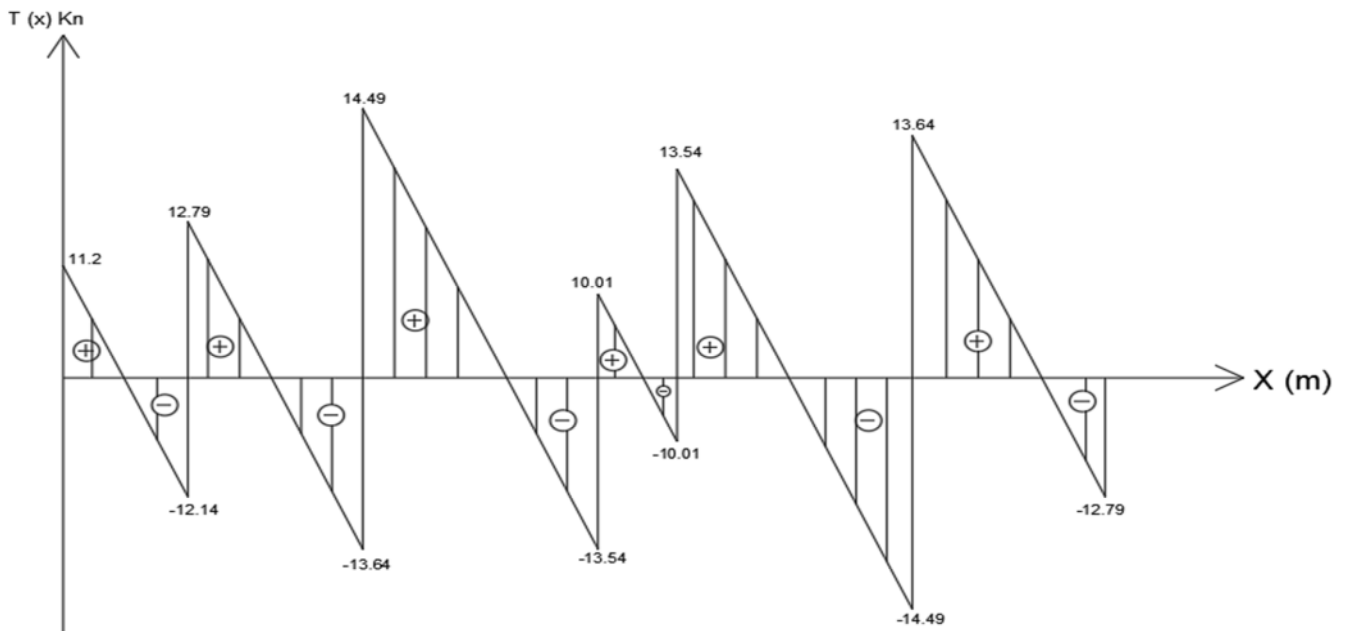


Figure III.2.9: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.2.7.Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes :**

On doit vérifier: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :**▪ Aux appuis :**

$$\text{on a : } \sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

$$\text{Avec : } A_A = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_{max}^s = 4,02 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25,32 \\ \beta_1 = 0,876 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{4,02 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 162,38 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ $\sigma_{st} = 162,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ La Condition vérifiée.

▪ En travée :

$$\text{on a : } \sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d}$$

$$\text{Avec : } A_t = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_t = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 19,80 \\ \beta_1 = 0,856 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{4,75 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 131,183 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✓ $\sigma_{st} = 131,183 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**▪ **Aux appuis :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,32} = \mathbf{0,039}$$

$$\sigma_{bc} = 0,039 \times 162,38 = \mathbf{6,33 \text{ MPa}}$$

$$\checkmark \quad \sigma_{bc} = \mathbf{6,33 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,80} = \mathbf{0,051}$$

$$\sigma_{bc} = 0,051 \times 131,183 = 6,69 \text{ MPa.}$$

$$\checkmark \quad \sigma_{bc} = \mathbf{6,69 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

c) Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_{st}}{b \cdot 0, d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{M_{st}}{15 M_{0s}} = \frac{4,75}{15 \times 8,69} = 0,036 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot 0, d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 = \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le, ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

- **Armatures longitudinales**

En travées : 3HA10

Aux appuis : 2HA10

- **Armatures transversales : 2Etrier en HA8**
- **treillis soudé: TS Ø5 – 150 * 150**

III.3. calcul d'escaliers :

III.3.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place

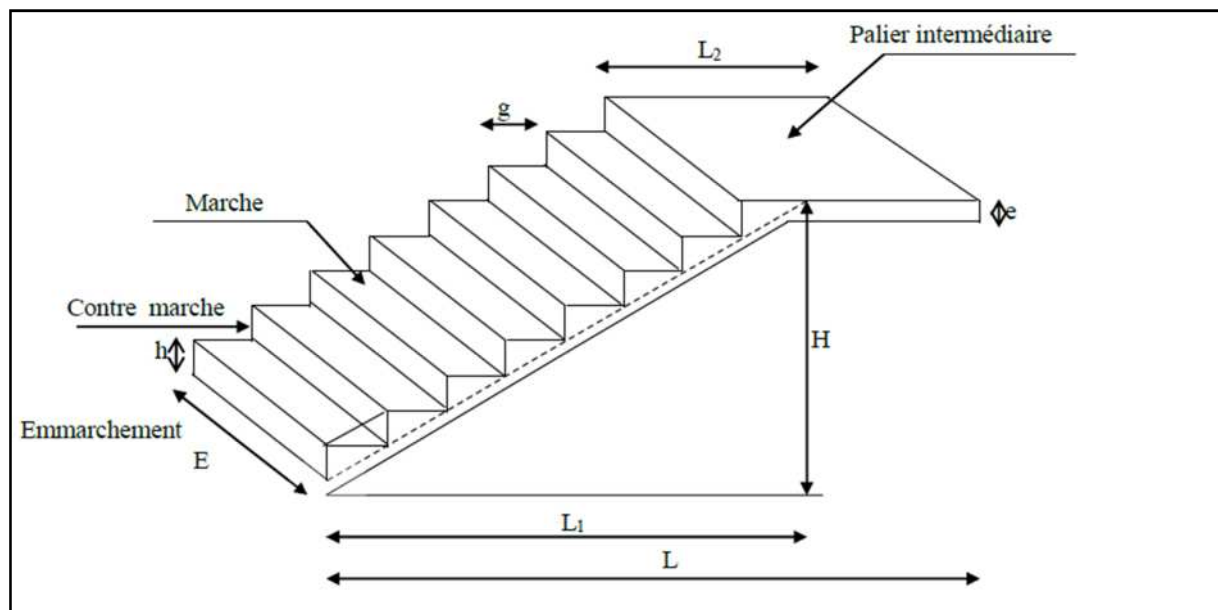


Figure 3.1 : Schéma des escaliers droits

➤ Caractéristiques dimensionnelles

Marche : c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur g (giron)

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Le nombre de marches s'écrit : $n = \frac{H}{h}$

Avec : n : nombre de marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Contremarche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$$15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

L'emmarchement : représente la largeur (W) de la l'escalier.

Maison individuelle : $W \geq 80 \text{ cm}$

Bâtiment collectif : $W \geq 120 \text{ cm}$

Palier intermédiaire ou de repos L_p :

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins) $L_p \geq 3g$

Paillasse : dalle inclinée supportant les marches.

La Volée :

C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.

(Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).

Reculement (L) :

Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal.

Revêtement de l'escalier : Qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol...

➤ **Remarque :**

On s'intéresse aux escaliers suivants :

A. une volée de sous sol d'une hauteur $H = 2,88m$.

B. Une volée de RDC de hauteur $H = 1,36m$.

A. Escalier de sous sol :**III.3.A.1. Pré dimensionnement de l'escalier :**

Notre sous sol comporte deux volées et un palier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

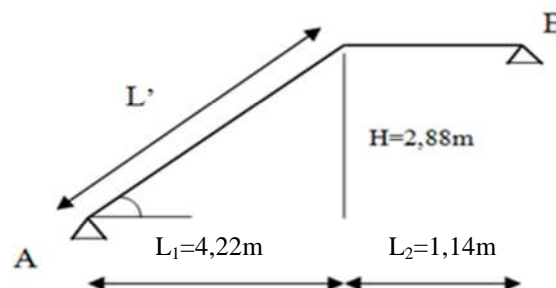


Figure 3.A.1 : Le schéma statique de l'escalier

On prend en compte ce qui suit :

h : est le plus courant $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : est le plus courant $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend : **h = 18cm**

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

a). Nombre de contre marche :

Le nombre de contre marches est : $n = \frac{2,88}{18} = 16$ **n = 16 contre marches**

b). Nombre de marches :

Le nombre de marches pris égale à : $m = 16 - 1 = 15$ **m = 15 marches**

On prend $g = \frac{422}{15} = 28,13 \Rightarrow g = 30\text{cm}$

❖ **Vérification de la lois de BLONDEL :**

$$\left. \begin{array}{l} 59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \\ 59 \text{ cm} \leq 28 + 2 \times 18 = 64 \leq 66 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ condition vérifié}$$

c). L'épaisseur de la pailasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

➤ **Pailasse:**

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec L_0 : portée entre appuis de l'escalier ($L_0 = L' + L_2$)

Angle d'inclinaison:

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{288}{422} = 0,682 \Rightarrow \alpha = 34,31^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{422}{\cos 34,31^\circ} = 510,89\text{cm}$$

Longueur réelle de la paillasse : $L_0 = 5 \cdot 10,89 + 114 = 624,89$ cm

D'ou:

$$\frac{624,89}{30} \leq e_p \leq \frac{624,89}{20} \Rightarrow 20,83 \leq e_p \leq 31,24$$

on prend $e_p = 25$ cm

➤ **Palier:**

$$e \geq \frac{L_2}{10} = \frac{114}{10} = 11,4 \Rightarrow e = 25 \text{ cm.}$$

III.3.A.2.Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

➤ **les charges permanentes :**

• **La volée :**

| Désignation | Epaisseur (m) | P (KN/m ³) | G(KN/m ²) |
|---|---------------|------------------------|-----------------------|
| Enduit ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Marche | 18/2 | 25 | 2,25 |
| Garde corps | / | / | 0,2 |
| Paillasse | 0,25/cos34,31 | 25 | 7,56 |
| G_{total} = 11,53 KN/m² | | | |

Tableau 3.A.1 : charges permanentes de la volée

- **Le palier :**

| Désignation | Epaisseur (m) | P (KN/m ³) | G(KN/m ²) |
|---|---------------|------------------------|-----------------------|
| Enduit ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Dalle en béton | 0,25 | 25 | 6,25 |
| G_{total} = 7,77KN/m² | | | |

Tableau 3.A.2 : charges permanentes du palier.

➤ **les charges d'exploitation :**

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

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = \mathbf{2,5 \text{ KN/ml}}$$

III.3.A.3.Calcul à l'ELU :

➤ **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Palier : } q_{pl} = (1,35 \times 7,77 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{14,24 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Volée : } q_{ps} = (1,35 \times 11,53 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{19,31 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Mur extérieure : } P_{um} = 1,35 \times 2,40 \times 1,27 \times 1 \text{ m} = \mathbf{4,11 \text{ KN}}$$

➤ **calcul des efforts internes:**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthode de calcul de RDM.

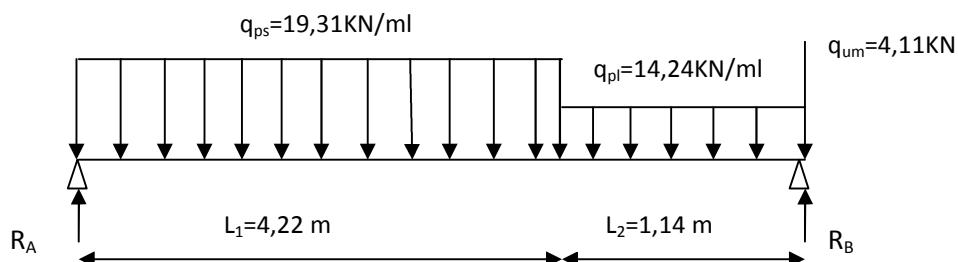


Figure 3.A.2: Schéma de chargement à l'ELU.

réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (19,31 \times 4,22) + (14,24 \times 1,14) + 4,11 = 101,83 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 101,83 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 14,24 \times 1,14 \times 4,79 + 19,31 \times 4,22 \times 2,11 + 4,11 \times 5,36 = 5,36 R_B$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 51,14 \text{ KN} \\ R_B = 50,69 \text{ KN} \end{cases}$$

Efforts tranchants et des moments fléchissant :

pour tenir compte des semis encastrement aux extrémité ,on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_{\max} en travée et en appuis respectivement

$$\text{Moment en travée : } M_{\text{trav}} = 0,85 \times M_0$$

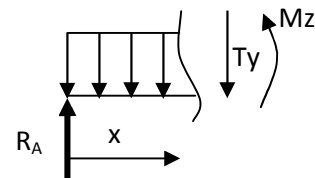
$$\text{Moment aux appuis : } M_{\text{app}} = -0,3 \times M_0$$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 4,22 \text{ m}$ **a)- Effort tranchant**

$$T(x) - 51,14 + 19,31X = 0$$

$$T(x) = 51,14 - 19,31X$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \Rightarrow T(0) = 51,14 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 4,22 & \Rightarrow T(4,22) = -30,35 \text{ KN} \end{cases}$$

**b)-Le moment fléchissant :**

$$M(x) - 51,14X + 19,31 \frac{X^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 51,14X - 19,31 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 4,22 & \Rightarrow M(4,22) = 43,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

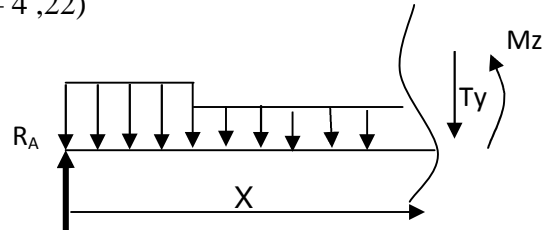
2^{ème} tronçon : $4,22 \leq x \leq 5,36$ m

a)- Effort tranchant:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T(x) - 51,14 + 19,31(4,22) + 14,24(x - 4,22) = 0$$

$$T(x) = 51,14 - 19,31(4,22) - 14,24(x - 4,22)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x = 4,22 \Rightarrow T(4,22) = -30,35 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 5,36 \Rightarrow T(5,36) = -46,58 \text{ KN} \end{array} \right.$$



b) Le moment fléchissant :

$$\sum M_G = 0 \Rightarrow M(x) - 51,14X + 19,31 \cdot 4,22 \left(X - \frac{4,22}{2} \right) + 14,24(X - 4,22) \left(\frac{X - 4,22}{2} \right) = 0$$

$$M(x) = 51,14X - 19,31 \cdot 4,22 \left(X - \frac{4,22}{2} \right) - 14,24 \cdot (X - 4,22) \left(\frac{X - 4,22}{2} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 4,22 \text{ m} \Rightarrow M(4,22) = 43,87 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{Pour } x = 5,36 \text{ m} \Rightarrow M(5,36) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

Moment maximum :

Calcul de la valeur de X pour laquelle :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow 51,14 - 19,31X = 0 \Rightarrow x = 2,65 \text{ m}$$

$$M_z(2,65\text{m}) = 67,72\text{m} \Rightarrow M_0 = M^{\max} = 67,72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2,65\text{m}$ d'où $M_z^{\max} = 67,72 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

Alors :

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0,3 M \text{ max} = -0,3 \times 67,72 = -20,31 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0,85 M \text{ max} = 0,85 \times 67,72 = 57,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Diagramme des sollicitations à L' ELU:

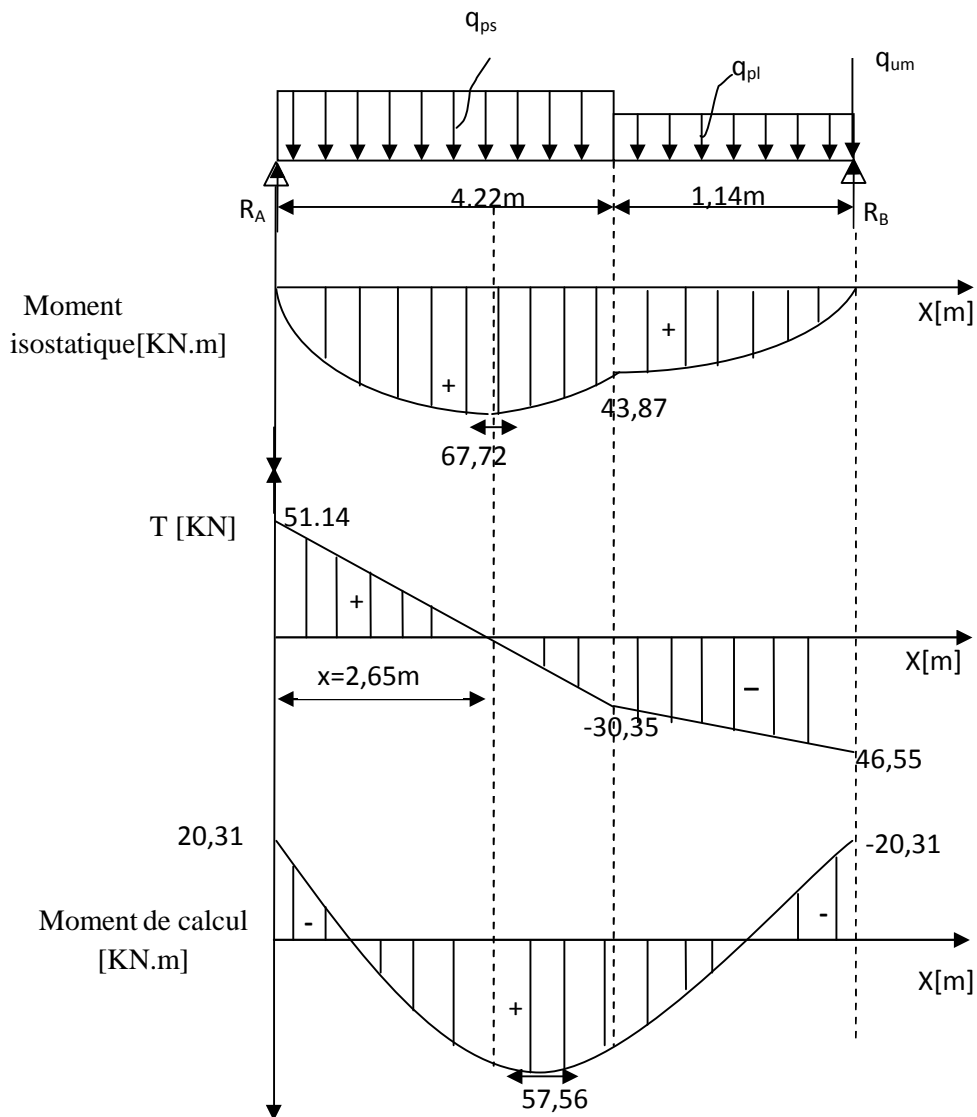


Figure 3.A.3 :Diagramme des efforts tranchants et des moment fléchissant à L'ELU

III.3.A.4 Calcul des armatures à l'ELU:

➤ Armatures principales :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ,soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 23 \text{ cm}$$

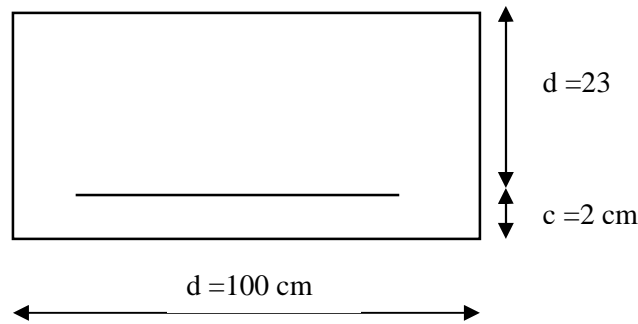


Figure 3.A.4 : une section rectangulaire d'une bande de 1m

- **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,31 \times 10^6}{10^3 \times 230^2 \times 14,2} = 0,027 \leq \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé)}.$$

$$\mu_b = 0,027 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,31 \cdot 10^2}{0,986 \times 23 \times 34,8} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA10 = 4,71 cm²/ml**; avec un espacement **St = 15 cm**

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{57,56 \times 10^6}{10^3 \times 230^2 \times 14,2} = 0,076 \leq \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,076 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,960$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{57,56 \cdot 10^2}{0,960 \times 23 \times 34,8} = 7,49 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,23 cm²/ml** ; avec un espacement **St = 15cm**

➤ **Armatures de répartition:**

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²/ml** ; avec un espacement **St = 25cm**.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²/ml** ; avec un espacement **St = 25cm**.

III.3.A.5.vérifications à l'E.L.U :

1) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales \longrightarrow **St < min {3h ; 33cm} = 33cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 15 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Armatures de répartition \longrightarrow **St < min {4h ; 45cm} = 45cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

2) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

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

Aux appuis : $A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2$**Condition vérifiée**

En travée : $A_{st} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2$**Condition vérifiée.**

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

Il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $T_{\max} = 51,14 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{51,14 \times 10^3}{10^3 \times 230} = 0,222 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5MPa\right) = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La fissuration est non préjudiciable :}$$

$$\tau_u = 0,222 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1. 3) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad , \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 8 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{51,14 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 226,08} = \mathbf{1,093 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

5) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,82 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } l_s = 49 \text{ cm}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers H.

$$L_c = 0,4 l_s = 19,6 \text{ cm, donc on prend: } \mathbf{L_c = 20 \text{ cm}}$$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = 0,9 \cdot d$$

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 23 \times 100 \times 25 / 1,5 = 13800 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 51,14 \text{ KN} < T_u = 13800 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.A.6. Calcul à l'E.L.S :

➤ **Combinaison de charges :**

ELS : $q_s = (G+Q) \times 1\text{m}$

Palier: $q_{pl} = (7,77+2,5) \times 1\text{m} = 10,27 \text{ KN/ml}$

Volée: $q_{ps} = (11,53+2,5) \times 1\text{m} = 14,03 \text{ KN/ml}$

Mur extérieure : $p_{sm} = (2,40 \times 1,27) \times 1\text{m} = 3,04 \text{ KN/ml}$

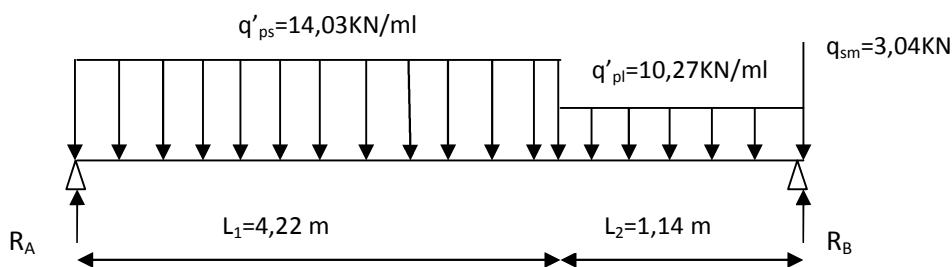


Figure 3.A.5: Schéma de chargement à l'ELS.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = (14,03 \times 4,22) + (10,27 \times 1,14) + 3,04 = 73,95 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 73,95 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \Rightarrow \quad 10,27 \times 1,14 \times 4,79 + 14,03 \times 4,22 \times 2,11 + 3,04 \times 5,36 = 5,36 R_B$$

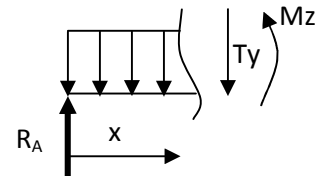
$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 37,14 \text{ KN} \\ R_B = 36,80 \text{ KN} \end{array} \right.$$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 4,22$ m**a)- Effort tranchant**

$$T(x) - 37,14 + 14,03X = 0$$

$$T(x) = 37,14 - 14,03X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \Rightarrow T(0) = 37,14 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 4,22 \Rightarrow T(4,22) = -22,06 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**b) Le moment fléchissant :**

$$M(x) - 37,14X + 14,03 \frac{X^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 37,14X - 14,03 \frac{X^2}{2}$$

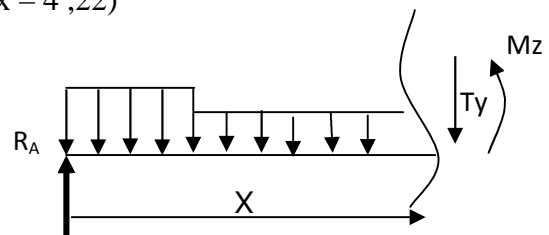
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 4,22 \Rightarrow M(4,22) = 31,80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : $4,22 \leq x \leq 5,36$ m**a) Effort tranchant :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T(x) - 37,14 + 14,03(4,22) + 10,27(x - 4,22) = 0$$

$$T(x) = 37,14 - 14,03(4,22) - 10,27(x - 4,22)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 4,22 \Rightarrow T(4,22) = -22,06 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 5,36 \Rightarrow T(5,36) = -33,77 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**b) Le moment fléchissant :**

$$\sum M_G = 0 \Rightarrow M(x) - 37,14X + 14,03 \cdot 4,22 \left(X - \frac{4,22}{2} \right) + 10,27(X - 4,22) \left(\frac{X - 4,22}{2} \right) = 0$$

$$M(x) = 37,14X - 14,03 \cdot 4,22 \left(X - \frac{4,22}{2} \right) - 10,27 \cdot (X - 4,22) \left(\frac{X - 4,22}{2} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 4,22 \text{ m} \Rightarrow M(4,22) = 31,80 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 5,36 \text{ m} \Rightarrow M(5,36) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moment mximum :

Calcul de la valeur de X pour laquelle :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow 37,14 - 14,03X = 0 \Rightarrow x = 2,65 \text{ m}$$

$$M_z (2,65\text{m}) = 49,16\text{m} \Rightarrow M_0 = M^{\max} = 49,16\text{KN.m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2,65\text{m}$ d'où $M_z^{\max} = 49,16 \text{ KN.m}$.

Alors :

Les moments de calcul seront comme suite :

- M (appuis) = $- 0.3 M \text{ max} = - 0,3 \times 49,16 = -14,75 \text{ KN.m}$
- M_t (travée) = $0.85 M \text{ max} = 0,85 \times 49,16 = 41,78 \text{ KN.m}$

Diagramme des sollicitations à L' ELS:

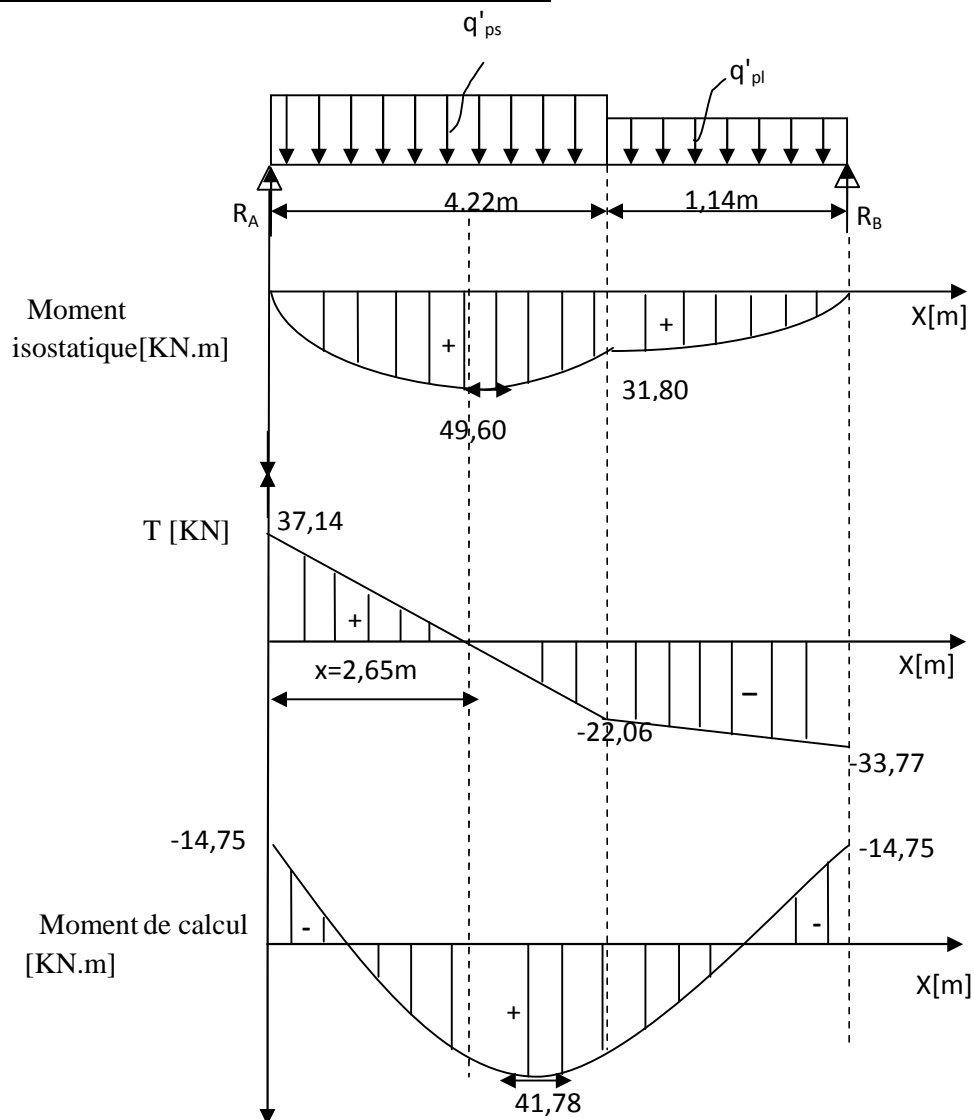


Figure 3.A.6 :Diagramme des efforts tranchants et des moment fléchissant à L'ELS

III.3.A.6.Vérification à l'E.L.S :**1) l'état limite d'ouverture des fissurations :**

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

2) l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K_1 \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 23} = 0,205$$

$$\rho_1 = 0,205 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,927 \xrightarrow{\text{Tableau}} k_1 = 53,49$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{14,75 \times 10^6}{0,927 \times 230 \times 471} = 146,88 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 146,88 / 53,49 = 2,74 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 23} = 0,401$$

$$\rho_1 = 0,401 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,902 \xrightarrow{\text{Tableau}} k_1 = 36,02$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{41,78 \times 10^6}{0,902 \times 230 \times 923} = 218,18 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 218,18 / 36,02 = 6,06 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

3) Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (25cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 5,36 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 41,78 KN m) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{25}{536} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification de la flèche.

Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15 \times 9,23 = 2638,45 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée:

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{/xx} = \left[\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 23 \right] = 34434,35 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{34434,35}{2638,45} = 13,05 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 13,05 = 11,95 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie de la section homogénéisée :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (13,05^3 + 11,95^3) + 15 [9,23(11,95 - 2)^2] = 144671,48 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{5q_s l^4}{384 E_{v28} I_0}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

$q_s = \max(q'ps ; q'pl) = \max(14,03 ; 10,27) = 14,03 \text{ KN}$.

E_v : module de déformation longitudinal de béton différée.

$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$.

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$F = \frac{5 \times 14,03 \times (5,36)^4 \times 10^3}{384 \times 10818,87 \times 144671,48 \times 10^{-2}} = 0,0096 \text{ m} = 0,96 \text{ cm}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{536}{500} = 1,07$$

$F = 0,96 \text{ cm} < \bar{F} = 1,07 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

B.L'escalier de RDC :

III.3.B.1.Pré dimensionnement de l'escalier :

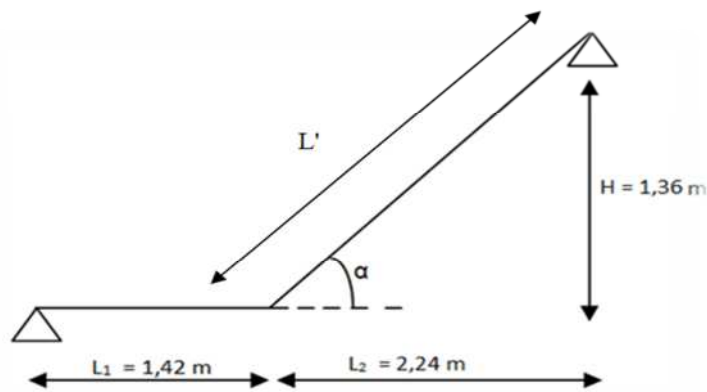


Figure 3.B.1 : Le schéma statique de l'escalier

a). **Nombre de contre marche :**

Le nombre de contre marches est : $n = \frac{136}{17} = 8$ **n = 8 contre marches**

b). **Nombre de marches :**

Le nombre de marches pris égale à : $m = 9 - 1 = 7$ **m = 7 marches**

❖ **Vérification de la lois de BLONDEL :**

$$\left. \begin{array}{l} 59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \\ 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ condition vérifié}$$

c). L'épaisseur de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

➤ Paillasse:

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec L_0 : portée entre appuis de l'escalier ($L_0 = L' + L_1$)

Angle d'inclinaison: $\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{136}{224} = 0,6071 \Rightarrow \alpha = 31,26^\circ$

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{224}{0,854} = 2,62 \text{ m}$$

Longueur réelle de la paillasse : $L_0 = 2,62 + 1,42 = 4,04 \text{ m}$

D'ou:

$$\frac{404}{30} \leq e_p \leq \frac{404}{20} \Rightarrow 13,46 \leq e_p \leq 20,2 \quad \text{on prend } e_p = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

➤ Palier:

$$e \geq \frac{L_1}{10} = \frac{142}{10} = 14,2 \Rightarrow e = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

III.3.B.2.Détermination des sollicitations de calcul :

Le se fait pour une bonde de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple

➤ les charges permanentes :• La volée :

| Désignation | Epaisseur(m) | P (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-----------------|----------------|------------------------|------------------------|
| Enduit ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Marche | 0,17/2 = 0,085 | 25 | 2,125 |

| | | | |
|---|---|----|-------|
| | | | |
| Garde corps | / | / | 0,2 |
| Paillasse | $e_p/\cos\alpha=(0,18/\cos31,26)$ $=0,210$ | 25 | 5,264 |
| $G_{total}=9,11 \text{ KN/m}^2$ | | | |

Tableau 3.B.1 : charges permanentes de la volée

- **Palier:**

| Désignation | Epaisseur(m) | P (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|---|--------------|------------------------|------------------------|
| Enduit ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Carrelage | 0,02 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Dalle en BA | 0,18 | 25 | 3,75 |
| $G_{total}=6,02 \text{ KN/m}^2$ | | | |

Tableau 3.B.2 : charges permanentes du palier.

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exportation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

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

III.3.B.3.Calcul à l'ELU :

➤ **Combinaison d'action:**

$$\text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{palier: } q_u = (1,35 \times 6,02 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = \mathbf{11,88 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{volée: } q_u = (1,35 \times 9,11 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = \mathbf{16,05 \text{ KN/ml}}$$

➤ **calcul des efforts internes:**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthode de calcul de RDM.

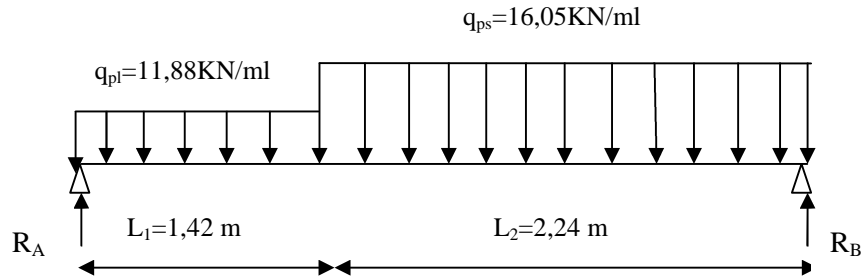


Figure 3.B.2: Schéma de chargement à l'ELU.

réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 11,88 \times 1,42 + 16,05 \times 2,24 = 52,82 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \Rightarrow \quad 16,05 \times 2,24 \times \left(\frac{2,24}{2}\right) + 11,88 \times 1,42 \times \left(2,24 + \frac{1,42}{2}\right) - 3,66 \times R_A = 0$$

$$\Rightarrow \quad \begin{cases} R_A = 14,60 \text{ KN} \\ R_B = 28,22 \text{ KN} \end{cases}$$

Efforts tranchants et des moments fléchissant :

pour tenir compte des semis encastrement aux extrémité ,on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_{\max} en travée et en appuis respectivement

$$\text{Moment en travée :} \quad M_{\text{trav}} = 0,85 \times M_0$$

$$\text{Moment aux appuis :} \quad M_{\text{app}} = -0,3 \times M_0$$

_ Calcul de M_0

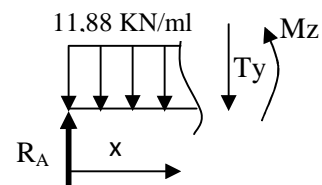
- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,42 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 \quad \Rightarrow \quad T_y &= -11,88x + R_A \\ &= -11,88x + 24,60 \end{aligned}$$

$$X = 0 \quad \Rightarrow \quad T_y = 24,60 \text{ KN}$$

$$X = 1,42\text{m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 7,73 \text{ KN}$$



Moment fléchissant :

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_z = R_A x - 11,88 \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 24,60 x - 11,88 \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \Rightarrow M_z = 0$$

$$X = 1,42\text{m} \Rightarrow M_z = 22,95 \text{ KN.m}$$

Moment maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -11,88x + 24,60 = 0 \Rightarrow x = 2,07 \text{ m}$$

$$M_z (2,07\text{m}) = 25,46\text{m} \Rightarrow M_0 = M^{\max} = 25,46\text{KN.m}$$

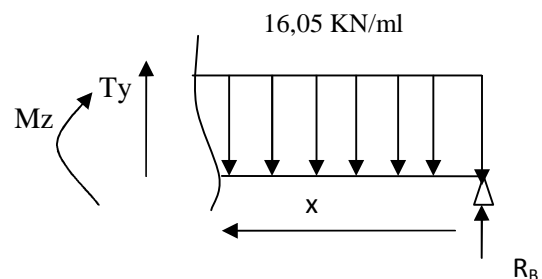
- **2ème tronçon:** $0 \text{ m} \leq x \leq 2,24\text{m}$

Effort tranchant :

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 \Rightarrow T_y &= 16,05 x - R_B \\ &= 16,05 x - 28,22 \end{aligned}$$

$$X = 0 \Rightarrow T_y = -28,77 \text{ KN}$$

$$X = 2,24\text{m} \Rightarrow T_y = 7,73 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_z = R_B x - 16,05 \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 28,22 x - 16,05 \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \Rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2,24\text{m} \Rightarrow M_z = 22,95 \text{ KN.m}$$

Alors:

$$M_{\text{trav}} = 0,85 \times 25,46 = 21,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{app}} = -0,3 \times 25,46 = -7,64 \text{ KN.m}$$

Diagramme des sollicitations à L' ELU:

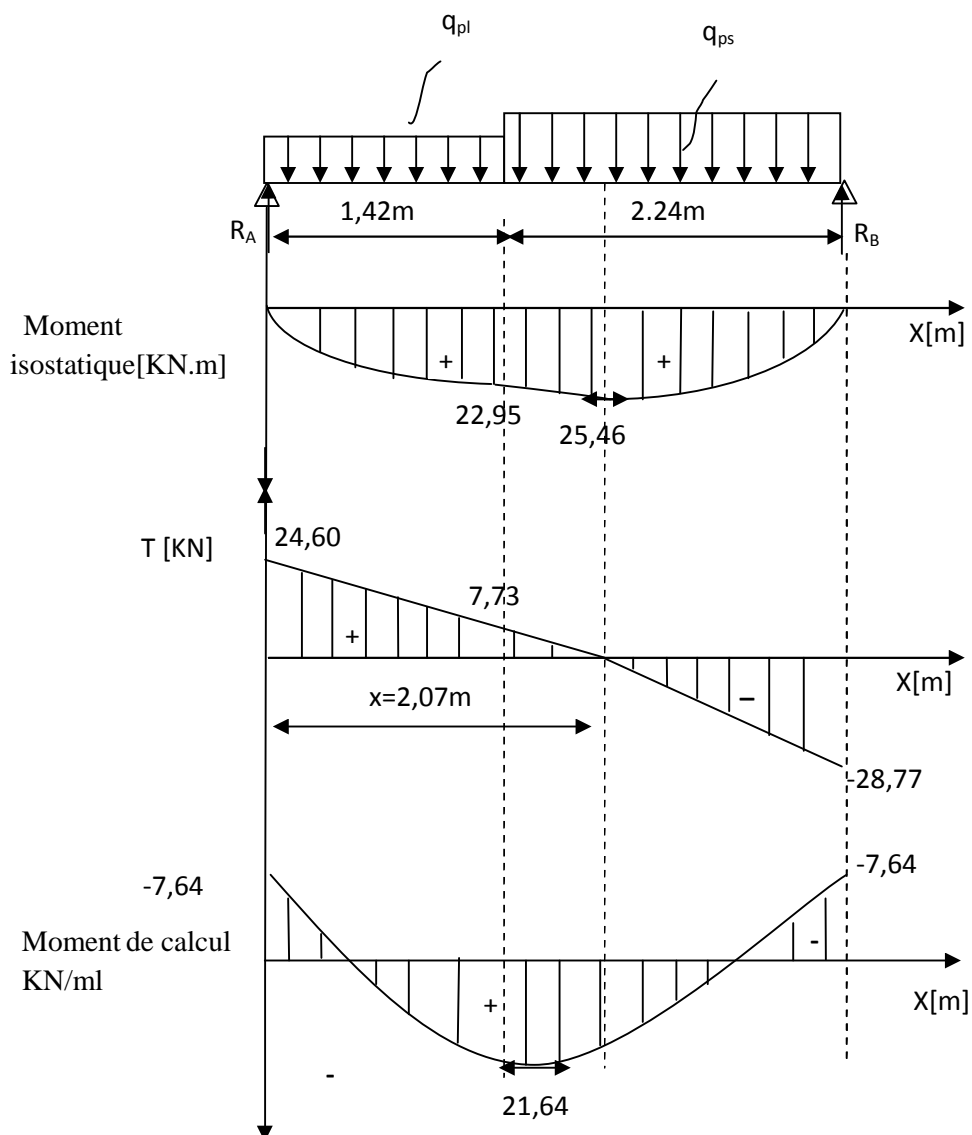


Figure 3.B.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moment fléchissant à L'ELU

III.3.B.4. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$

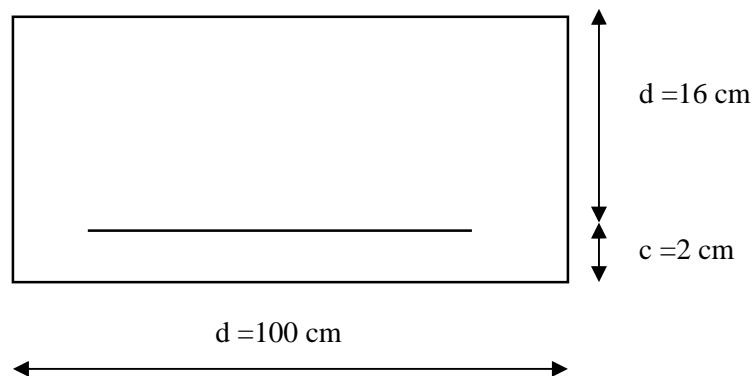


Figure 3.B.4 : une section rectangulaire d'une bande de 1m

A) Armatures principales :

- Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,64 \times 10^6}{10^3 \times 160^2 \times 14,2} = 0,021 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé)..}$$

$$\mu_b = 0,021 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,64 \cdot 10^2}{0,989 \times 16 \times 34,8} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10/ml = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{21,64 \times 10^6}{10^3 \times 160^2 \times 14,2} = 0,059 \leq \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

γ

$$\mu_b = 0,060 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{21,64 \cdot 10^2}{0,969 \times 16 \times 34,8} = 4,01 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12/ml = 4,52 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**

B) Armatures de répartition:

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement **St = 25 cm**.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

III.3.B.4.vérifications à l'E.L.U :

1) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales \longrightarrow **St < min {3h ; 33cm} = min {54 ; 33cm}**

St=25 cm < 33 cm √

Armatures de répartition \longrightarrow **St < min {4h ; 45cm} = min {54 ; 45cm}**

St=25 cm < 45 cm √

2) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

En travée : $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

Il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $T_{\max} = 26,10 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{28,22 \times 10^3}{10^3 \times 160} = 0,176 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La fissuration est non préjudiciable :}$$

$\tau_u = 0,176 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art.6.1. 3) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad , \quad \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,22 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 150,72} = 1,30 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

5) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$\tau_s = 0,6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

Soit $l_s = 43 \text{ cm}$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.l_s$ pour les aciers H.

$L_c = 0,4 l_s = 17,2 \text{ cm}$, donc on prend: $L_c = 18 \text{ cm}$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = 0,9 \cdot d$$

$$T_u \leq 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,16 \times 1 = 960 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 26,10 \text{ KN} < T_u = 960 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.B.5.Calcul à l'E.L.S :

➤ **Combinaison de charges :**

ELS : $q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m}$

Palier: $q_{pl} = (6,02+2,5) \times 1 \text{ m} = 8,52 \text{ KN/ml}$

Volée: $q_{ps} = (9,11+2,5) \times 1 \text{ m} = 11,61 \text{ KN/ml}$

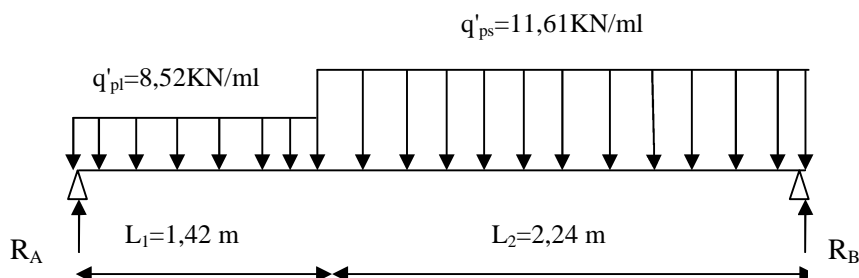


Figure 3.B.5: Schéma de chargement à l'ELS.

- réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 8,52 \times 1,42 + 11,61 \times 2,24 = 38,10 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \Rightarrow \quad 11,61 \times 2,24 \times \left(\frac{2,24}{2}\right) + 8,52 \times 1,42 \times \left(2,24 + \frac{1,42}{2}\right) - 3,66 \times R_A = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 17,70 \text{ KN} \\ R_B = 20,39 \text{ KN} \end{cases}$$

-efforts tranchants et des moments fléchissant :

pour tenir compte des semis encastrement aux extrémité ,on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_{\max} en travée et en appuis respectivement

$$\text{Moment en travée :} \quad M_{\text{trav}} = 0,85 \times M_0$$

$$\text{Moment aux appuis :} \quad M_{\text{app}} = -0,3 \times M_0$$

_ Calcul de M_0

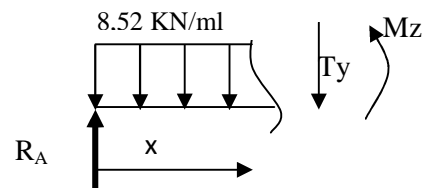
- **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,42 \text{ m}$**

Effort tranchant

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 \quad \Rightarrow \quad T_y &= -8,52 x + R_A \\ &= -8,52 x + 17,70 \end{aligned}$$

$$X = 0 \quad \Rightarrow \quad T_y = 17,70 \text{ KN}$$

$$X = 1,42 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 5,60 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \quad \Rightarrow \quad M_z = R_A x - 8,52 \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 17,70 x - 8,52 \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \quad \Rightarrow \quad M_z = 0$$

$$X = 1,42 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_z = 16,54 \text{ KN.m}$$

Moment maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -8,52 x + 17,70 = 0 \Rightarrow x = 2,07 \text{ m}$$

$$M_z(2,07\text{m}) = 18,38 \text{ m} \Rightarrow M_0 = M^{\max} = 18,38 \text{ KN.m}$$

- 2^{ème} tronçon: 0 m ≤ x ≤ 2,24m

Effort tranchant :

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 &\Rightarrow T_y = 11,61 x - R_B \\ &= 11,61 x - 20,39 \end{aligned}$$

$$X = 0 \Rightarrow T_y = -20,39 \text{ KN}$$

$$X = 2,24\text{m} \Rightarrow T_y = 5,60 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$\begin{aligned} \sum M/G = 0 &\Rightarrow M_z = R_B x - 11,61 \frac{x^2}{2} \\ M_z &= 20,39 x - 11,61 \frac{x^2}{2} \end{aligned}$$

$$X = 0 \Rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2,24\text{m} \Rightarrow M_z = 16,54 \text{ KN.m}$$

Alors:

$$M_{\text{trav}} = 0,85 \times 18,38 = 15,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{app}} = -0,3 \times 18,38 = -5,51 \text{ KN.m}$$

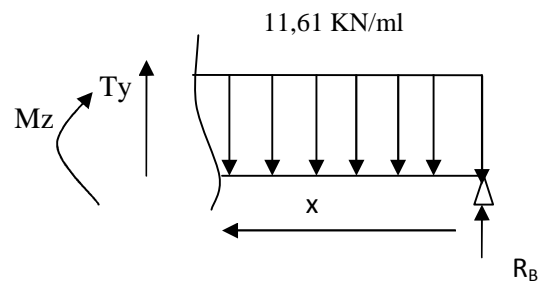


Diagramme des sollicitations à L' ELS:

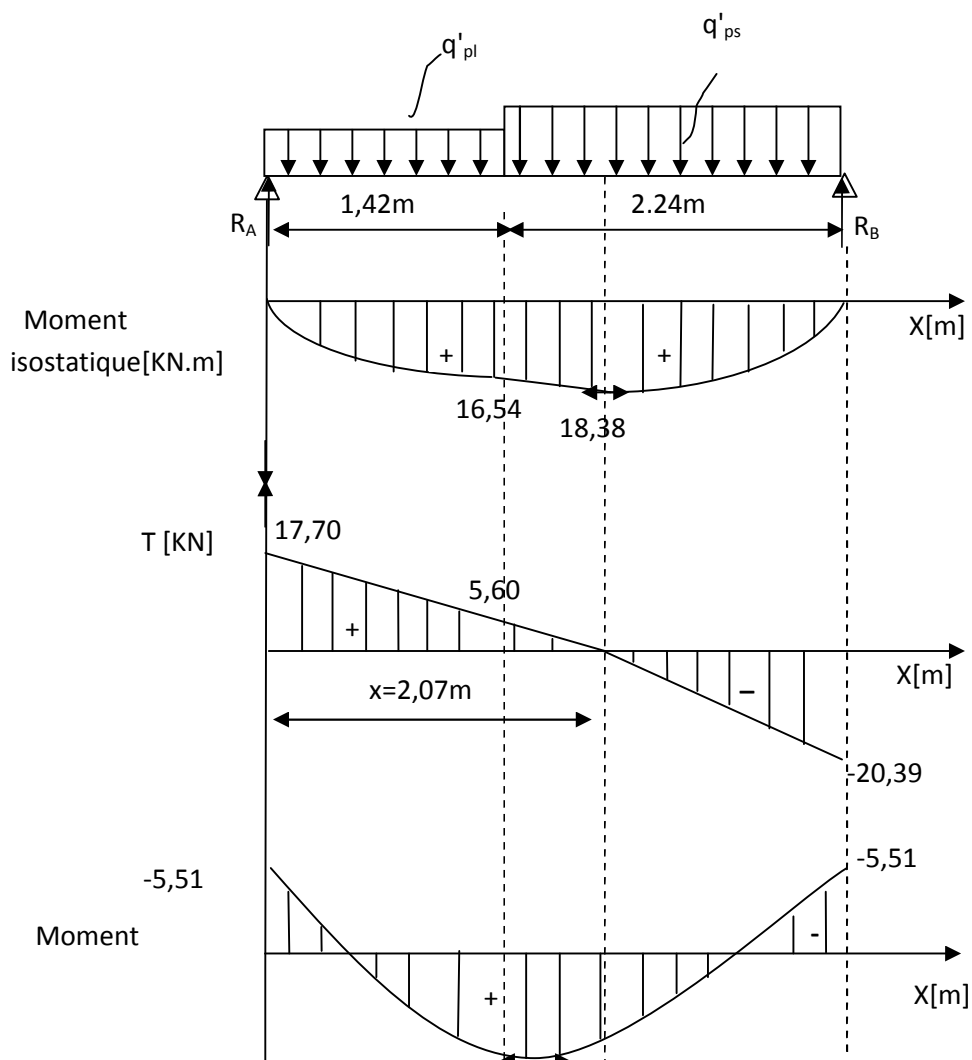


Figure 3.B.6 :Diagramme des efforts tranchants et des moment fléchissant à L'ELS

III.3.B.6. Vérification à l'E.L.S :**a) A l'état limite d'ouverture des fissurations :**

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

b) A l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K_1 \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

• **En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,169$$

$$\rho_1 = 0,169 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,928 \xrightarrow{\text{Tableau}} k_1 = 54,44$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{5,51 \times 10^6}{0,928 \times 160 \times 314} = 118,18 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$**Condition vérifiée**

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 118,18 / 54,44 = 2,17 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$**Condition vérifiée**

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,348$$

$$\rho_1 = 0,348 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,908 \xrightarrow{\text{Tableau}} k_1 = 39,35$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{15,62 \times 10^6}{0,908 \times 160 \times 400} = 268,79 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$**Condition vérifiée**

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 268,79/39,35 = 6,83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3) Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (15cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3,66 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 15,62 KN m) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{18}{366} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification de la flèche.

Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 4,52 = 1800 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée:

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{/xx} = \left[\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 16 \right] = 17284,8 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{17284,8}{1800} = 9,60 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,60 = 8,39 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie de la section homogénéisée :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_{sr}(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(9,60^3 + 8,39^3) + 15[4,52(8,39 - 2)^2] = 51945,94 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{5q_s l^4}{384E_{v28}I_0}$$

Avec : \bar{f} : La flèche admissible

qs = max(q'ps ; q'pl) = max(8,52 ; 11,61) = 11,61 kN.

E_v : module de déformation longitudinal de béton différée.

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa} .$$

I₀: moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$F = \frac{5 \times 11,61 \times (3,66)^4 \times 10^3}{384 \times 10818,87 \times 51945,94 \times 10^{-2}} = 0,0053 \text{ m} = 0,53 \text{ cm}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{366}{500} = 0,732$$

F = 0,53 cm < \bar{F} = 0,732 cmCondition vérifiée

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4: Calcul de la poutre palière

III.4.1. Définition:

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire ($b \times h$), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids de mur et la réaction du palier.

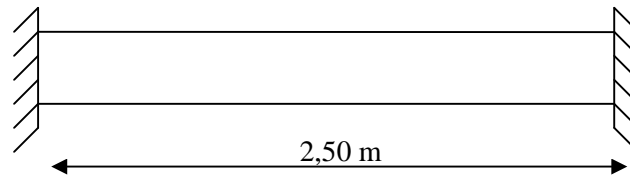


Figure 4.1: Schéma de la poutre palière

III.4.1. Pré dimensionnement : RPA99 modifié 2003 (Art 7.5.1)

- Hauteur:

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \Rightarrow 16,66 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm}$$

RPA99 modifié 2003 : $h \geq 35 \text{ cm}$

\Rightarrow On opte pour : $h = 35 \text{ cm}$

- Largeur :

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Selon RPA99 modifié 2003 : $b \geq 20 \text{ cm}$

\Rightarrow On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$.

- La vérification de la condition $\frac{b}{h} \leq 4$:

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

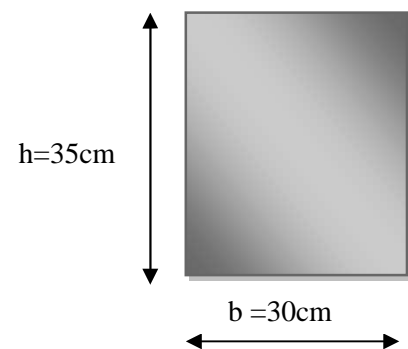


Figure 4.2 : Section de la poutre palière

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :➤ Les charges permanentes :

□ Poids propre de la poutre : $25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

□ Réaction de palier à L'ELU : $T_u = 50,69 \text{ KN}$.

□ Réaction de palier à L'ELS : $T_s = 36,80 \text{ KN}$.

➤ La surcharge d'exploitation :

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

III.4.3: Calcul à L'ELU➤ **Combinaisons de charges**

$$q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 2,625) + \frac{(2 \times 50,69)}{2,50}$$

$$q_u = 44,09 \text{ KN/mL}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Moment isostatique :

$$M_{o_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{44,09 \times (2,50)^2}{8} = 34,44 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{44,09 \times 2,50}{2} = 55,11 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 34,44 = -10,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 34,44 = 29,27 \text{ KN.m}$$

▪ **Diagrammes des efforts internes à l'ELU:**

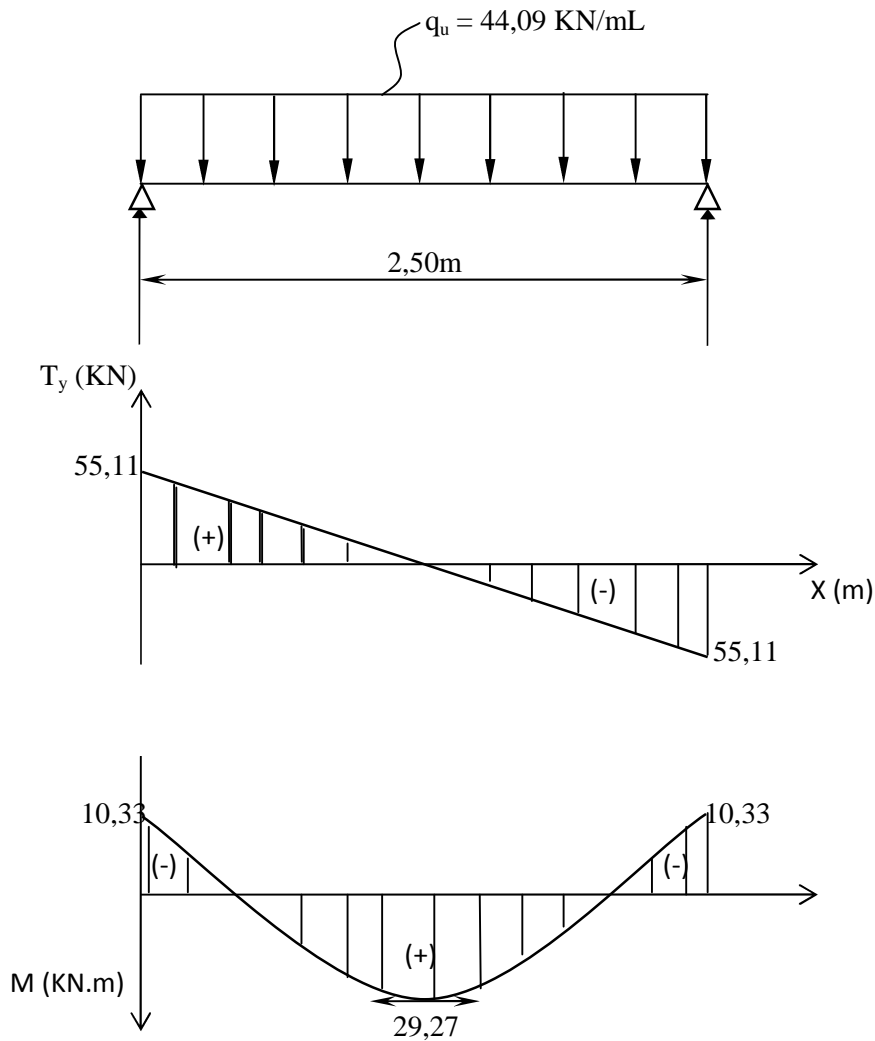


Figure 4.3: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELU

➤ **Calcul des armatures :**

Armature longitudinales :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) tel que

• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,27 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14,2} = 0,067$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,067 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29,27 \times 10^6}{0,965 \times 320 \times 348} = 2,72 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour 3HA12 = 3,39 cm²

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = -10,33 \text{ KN.m} \quad h = 35 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,33 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$\mu_b = 0,024 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,33 \times 10^6}{0,988 \times 320 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour 3HA10 = 2,35 cm²

Armatures Transversales

Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99):

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = 10 \text{ mm} \right.$$

$\phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend un cadre et étrier en HA

III.4.4 Les vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la non fragilité du béton : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \frac{2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,159 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifié.

➤ **En appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1,159 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,159 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,35 \text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifié.}$$

b) Vérification à l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.2/ BAEL91 modifié99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_u \text{ avec } T_u = 55,11 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{55110}{300 \times 320} = 0,574 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.752 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifié.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL91 modifié99)

$$T_u^{\max} = 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } a=0.9d$$

$$T_u^{\max} = 0.4 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.32 \frac{25 \times 1000}{1.5} = 576 \text{KN}$$

$$55,11 < 576 \dots \text{Condition vérifié.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL 91 modifié 99)

$$A_a = 2,35 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(55,11 + \frac{-10,33}{0.9 \times 0.32} \right) = 0.055 \text{cm}^2$$

$$2,35 > 0,055 \dots \text{Condition vérifiée .}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ coefficient scellement HA.}$$

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d\Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d\Sigma u_i}$$

$$\text{avec : } \Sigma u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{55,11 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 94.2} = 2,031 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,031 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales)

f) Longueur de scellement :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \varnothing = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.84} = 35.27 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4L_s$

$$L_1 = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$$

III.6.10 Espacement des barres :

D'après le RPA Art (7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones

➤ Aux appuis (zone nodale) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; \varnothing 12 \right) = \min (8,75; 12 \times 1) = 8,75 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

➤ En travée courante (zone courante)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$

III.4.5. Calcul à L'ELS :

➤ Combinaisons de charges

$$q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2,625 + \frac{(2 \times 36,80)}{2,50}$$

$$q_s = 32,06 \text{ KN / mL}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Moment isostatique :

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{32,06 \times (2,50)^2}{8} = 25,05 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{32,06 \times 2,50}{2} = 40,07 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 25,05 = -7,51 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 25,05 = 21,29 \text{ KN.m}$

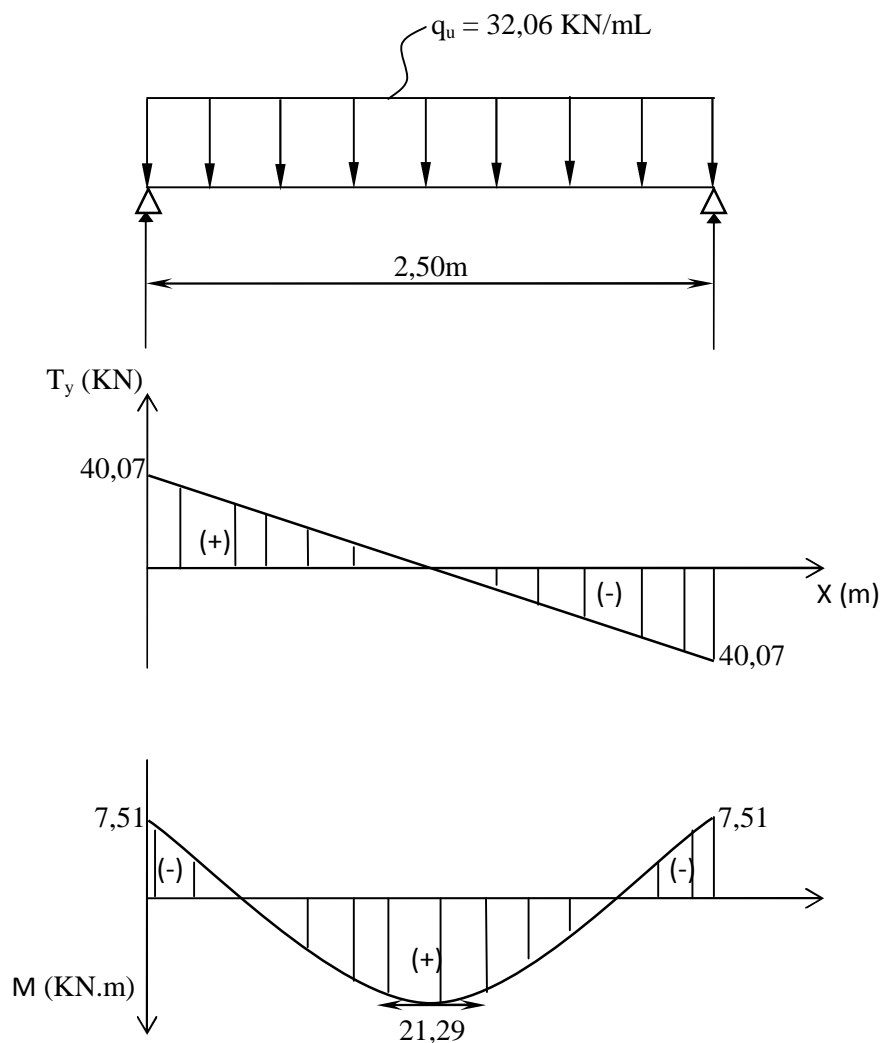


Figure 4.4: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS

III.4.6 Vérification a L'ELS :**a) Vérification des contraintes:**

On doit vérifier: $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ **Appuis :**• **Acier :**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 32} = 0,245$$

$$\rho = 0,245\beta = 0,921k_1 = 48,29$$

$$\sigma_s = \frac{7,51 \times 10^6}{0,921 \times 320 \times 2,35 \times 10^2} = 108,43\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 108,43 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifié.}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{194,3}{40,42} = 4,80\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Travée:**• **Acier:**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 32} = 0,353$$

$$\rho = 0,353\beta = 0,907k_1 = 38,76$$

$$\sigma_s = \frac{7,51 \times 10^6}{0,907 \times 320 \times 3,39 \times 10^2} = 76,32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 76,32 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifié.}$$

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{76,32}{38,76} = 1,97\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{Càndition vérifié.}$$

b)Etat limite de fissuration : (Art A.4.5.2/BAEL99)

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

C)Vérification de la flèche :(Art A.6.5.2/BAEL 91modifié 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{35}{300} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{C.V} \longrightarrow$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{21,29}{10 \times 25,05} = 0,0849 \text{C.V} \longrightarrow$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{3,39}{30 \times 32} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{C.v}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors 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 est comme suit :

Appuis : 3HA10 = 2,35cm²

Travées : 3HA12 = 3,39cm²

III.5.Calcul des balcons :

III.5.1.Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >> , au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

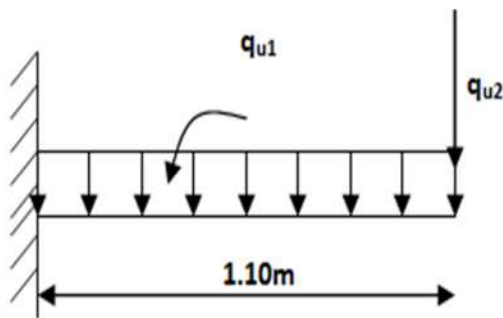


Figure : Schéma statique du balcon

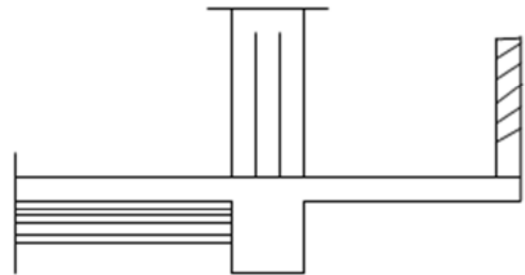


Figure :dimensions du balcon.

III.5.2.Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

L : La largeur de balcon

$$L = 1.10\text{m}$$

$$\frac{L}{10} \geq \frac{110}{10} = 11[\text{cm}]$$

Ce qui donne $e = 15 [\text{cm}]$.

III.5.3.Charges et surcharges du balcon :

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon.

a- Charges permanente

Charge G due à la dalle en béton arme $G = 5,51[\text{KN/ml}]$.

b- surcharge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation..... $Q=3,5 [\text{KN/ml}]$.

c- charge concentrée

Poids propre du garde corps..... $g = 1.3$ [KN/ml].

Charge due à la main courante $q = 1$ [KN/ml].

III.5.4.Calcul à l'état limite ultime(ELU) :**III.5.4.1. Combinaison de charges :**

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

Pour la dalle : $q_{u1}=1,35G+1,5Q=1,35 \times 5,51+1,5 \times 3,5=12,69$ [KN/ml];

Garde corps: $q_{u2}=1,35G_1=1,35 \times 1,3=1,75$ [KN/ml].

Main courante : $q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1,5$ [KN/ml].

III.5.4.2 : Calcul du moment :

$$Mu = 12,69 \times \frac{1,10^2}{2} + 1,75 \times 1,10$$

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$Mu = 09,60[\text{KN.m}]$$

Remarque :

Le moment de la main courante est nul ($M=0$).

III.5.4.3. Calcul de l'effort tranchant :

$$Vu = q_{u1} \times l + q_{u2}$$

$$Vu = 12,69 \times 1,1 + 1,75 = 15,71 \text{ KN.}$$

III.5.5. Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

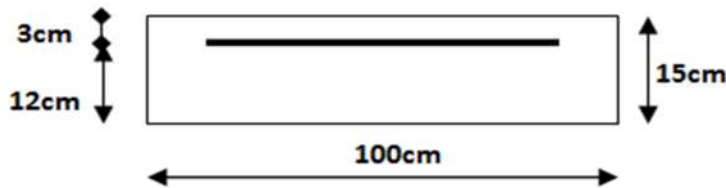


Figure : Disposition des armatures principales du balcon

III.5.5.1. Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{09,60 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,046 < 0,392 \implies \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,047 \implies \beta = 0,975$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{09,60 \times 10^3}{0,975 \times 12 \times 348} = 2,36 [cm^2]$$

Soit 4HA12 = 4,52 cm² avec un espacement S_t = 25[cm].

III.5.5.2. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 [cm^2]$$

Soit 4HA8 = 2,01[cm²] avec S_t = 25[cm].

III-5.6. Vérification à l'ELU :**III.5.6.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \times 100 \times 12 \frac{2,1}{400} = 1,45 cm^2$$

A_S = 4,52 cm² > A_{min} = 1,45 cm² ⇒ A_S = 4,52 cm² ⇒ condition vérifiée

III.5.6.2. Vérification au cisaillement : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1.211)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{15,71 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,131 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6.3. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150,72 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,75 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150,72} = 0,96 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition vérifiée** \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

III.5.6.4. Ancrage rectiligne des barres :

La longueur de scellement est donnée par la loi : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 253)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0,4 \times l_s$ pour les barres HA (fe400 ou 500) **(art A.6.1.253 BAEL 99).**

Soit la longueur hors du crochet égal a :

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{ cm.}$$

III.6.5. Vérification de l'espacement des barres : BAEL91-modifié99/Art A.5.1, 42)

-Armatures principales : $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

-Armatures répartitions : $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

III.5.7. Calcul à l'état limite de service(ELS):

III.5.7.1. Combinaison de charges :

G+Q

Pour la Dalle : $q_{s1} = 5.51 + 3.5 = 9,01 \text{ [KN/ml].}$

Garde corps : $q_{s2} = 1,3 \text{ [KN/ml].}$

Main courante : $q_{s3} = 1 \text{ [KN/ml].}$

III.5.7.2 : Calcul du moment :

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 9,01 \times \frac{1,1^2}{2} + 1,3 \times 1,1$$

$$M_s = 6,88 \text{ [KN.m].}$$

III.5.8. Vérification à l'ELS :

III.5.8.1. Vérification des contraintes de l'acier :

Il faut vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,3766$$

$$\begin{array}{l} \text{tableau} \\ \longrightarrow \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,905 \\ k_1 = 37,63 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{6,88 \times 10^5}{0,905 \times 12 \times 452} = 140,159 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ la condition est vérifiée .

III.5.8.2. Vérification des contraintes de béton : (BAEL91-modifié99/Art. A.4.5.2)

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_b = 0,026 \times 140,159 = 3,64 \text{ MPa}$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

III.5.8.3. Vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.5.8.4. Vérification de la flèche : (BAEL91-modifié99/Art B.6.5.2)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,10} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.1} = 0.13$$

$$\text{avec } M_t = q_s x l^2 / 2 = 9,01 \times 1.1^2 / 2 = 5,45 \text{ KN.m}$$

$$0.13 > \frac{5,45}{10 \times 5,45} = 0.1 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

III.6. la poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé; elle repose sur deux appuis des poutres principales elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.6.1:Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur :**

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

$$\frac{L}{15} = \frac{350}{15} = 23,33 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35$$

- ✓ **On adopte une hauteur h =30 cm**

- **La largeur :**

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

$$0,4h = 12 \leq b \leq 0,7h = 21$$

- ✓ **On adoptera une largeur b = 25 cm**

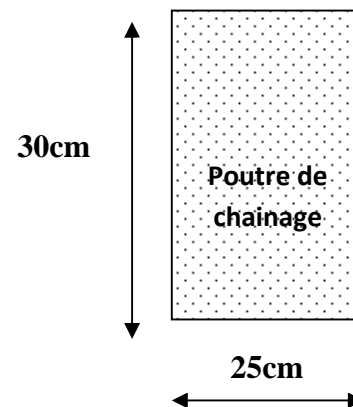


Figure.6.1: Coupe transversal de la poutre

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) : $(2,89 - 0,30) \times 2,4 = 6,216 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher : $(5,24 \times 0,65/2) = 1,703 \text{ KN/ml}$

on aura: $G_T = 9,79 \text{ KN/ml}$.

- **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ KN/ml.}$$

- **Combinaisons de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,79 + 1,5 \times 0,487 = 13,95 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 9,79 + 0,487 = 10,27 \text{ KN/ml.}$$

III.6.3. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

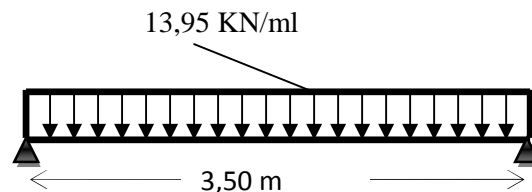


Figure III.6.2: Schéma statique de calcul à l'ELU.

III.6.3.1. Calcul des efforts :

- **Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

- **En travée :** $M_t = 0,85 \cdot q_u l^2 / 8$

$$M_t = 0,85 \times 13,95 \times \left(\frac{3,50^2}{8} \right) = 18,15 \text{ [KN. m]}$$

- **Aux appuis :** $M_a = (-0,30) \cdot q_u l^2 / 8$

$$M_a = -0,30 \times 13,95 \times \left(\frac{3,50^2}{8} \right) = -6,41 \text{ [KN. m]}$$

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 13,95 \times \frac{3,50}{2} = 24,41 \text{ [KN]}$$

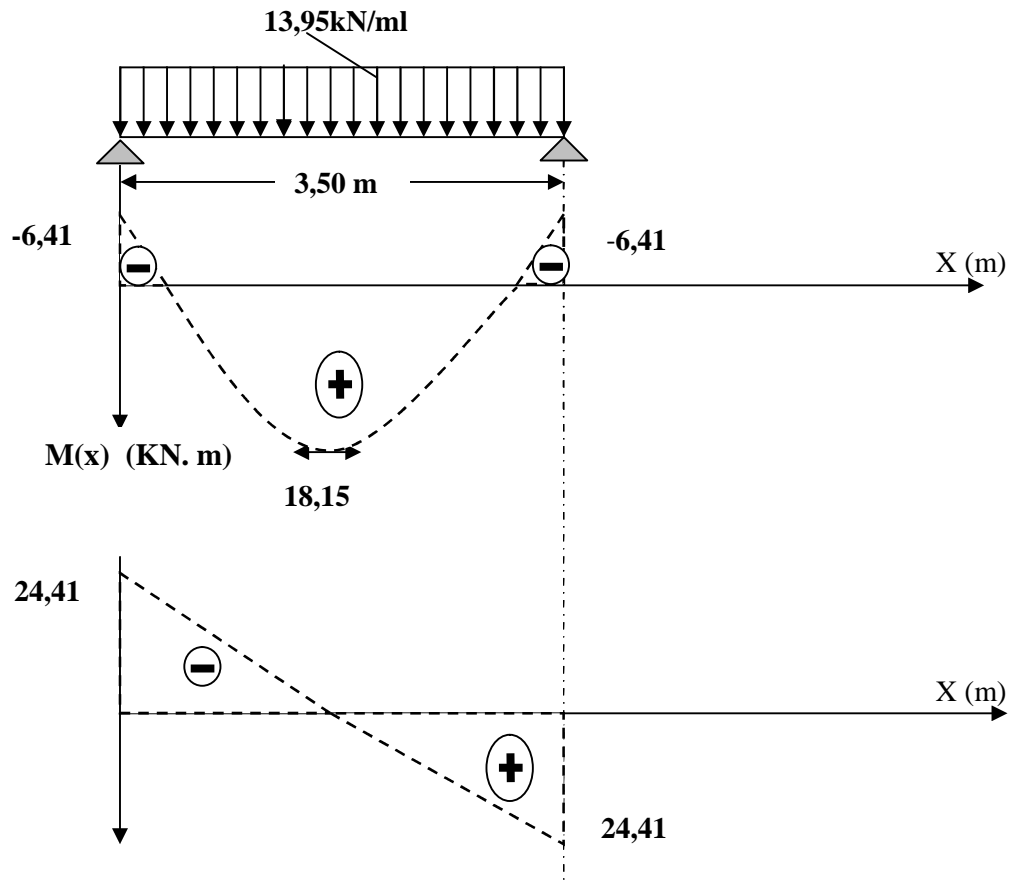


Figure. III.6.3. Diagramme des efforts internes à L'ELU.

III.6.3.2. Calcul des armatures :

1. Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,15 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,065$$

$$\mu = 0,065 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \mu = 0,065 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18,15 \times 10^3}{0,966 \times 28 \times 348} = 1,93 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 3HA12 $\Rightarrow A_{t \text{ adopter}} = 3,39 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,41 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \mu = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,79 \times 10^3}{0,988 \times 28 \times 348} = 0,66 [\text{cm}^2]$$

✓ On opte pour une section d'armature 3HA10 $\Rightarrow A_t \text{ adopter} = 2,35 \text{ cm}^2$

III.6.4. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : BAEL 91/(Art A.4.2.1):

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\text{AN: } A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1/400 = 0,84 \text{ cm}^2$$

on constate que:

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.2):

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{AN: } \begin{cases} \tau_u = \frac{24,41 \times 10}{25 \times 28} = 0,35 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ on conclue que : $\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

- dans le béton (BAEL /Art A.5.1.313) :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4 \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

AN: $V_u = 24,41 \text{ KN} < 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \times 2,5 / 1,5 = 420 \text{ KN} \rightarrow$ condition vérifiée

- **Sur les aciers** : (BAEL91 / Art A.5.1, 321):

On doit vérifier que : $A \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$

AN: $\frac{1,15}{400} (24,41 + \frac{-6,41}{0,9 \times 0,28}) = -0,003 \text{ cm}^2$

✓ $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > -0,003 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

d) Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art.6.13/BAEL 91):

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

AN: $\bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

et: $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$

AN:

- $u_i = n \Pi Q = 3 \pi 12 = 3 \times \pi \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$

- $\tau_{se} = \frac{24,41 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 0,85 \text{ MPa}$

✓ **on conclue que** : $\tau_{se} = 0,85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

e) Calcul des ancrages des barres (BAEL 91/ Art A.6.1, 21) :

On a $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec: $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

AN: $l_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$

✓ **soit** : $l_s = 15 \text{ cm}$

2. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :

- **Le diamètre des armatures transversales est donné comme suite:**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

$$\underline{\text{AN:}} \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0,85 \text{ cm}; \frac{25}{10} = 2,5 \text{ cm}; 12 \text{ cm} \right) = 0,85 \text{ cm}$$

- ✓ **soit: $\phi_t = 8 \text{ mm}$ → On prend un cadre et un épingle en HA8**

- **L'espacement des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.5.1, 21):**

On doit satisfaire la condition suivante:

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{25,2 \text{ cm}}$$

- ✓ **soit: $S_t = 25 \text{ cm}$**

- **La section d'armatures transversales:**

On doit vérifier que : $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa}$

$$\underline{\text{AN:}} \frac{3,39 \times 400}{25 \times 25} = 2,17 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :**

En zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = \min (7,5 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) = \mathbf{7,5 \text{ cm}}$

- ✓ **soit: $S_t = 10 \text{ cm}$**

En zone courante (travée) : $S_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{15 \text{ cm}}$

- ✓ **soit: $S_t = 15 \text{ cm}$**

- **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

On doit vérifier que : $A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$

$$\underline{\text{AN:}} A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.6.5. Vérification à l'ELS :

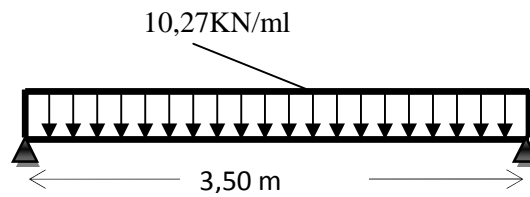


Figure III.6.4: Schéma statique de calcul à l'ELS.

❖ Calcul des efforts :

▪ Calcul des réactions d'appuis:

On a: $q_s = 10,27 \text{ KN/ml}$.

$$R_A = R_B = q_s l / 2 = 10,27 \times 3,5 / 2 = 17,97 \text{ KN}$$

▪ Calcul des moments :

En travée : $M_t = 0,85 \cdot q_s \cdot l^2 / 8$

$$\text{AN: } M_t = 0,85 \times 10,27 \times (3,50^2 / 8) = 13,36 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = (-0,30) \cdot q_s \cdot l^2 / 8$

$$\text{AN: } M_a = -0,30 \times 10,27 \times (3,50^2 / 8) = -4,72 \text{ KN.m}$$

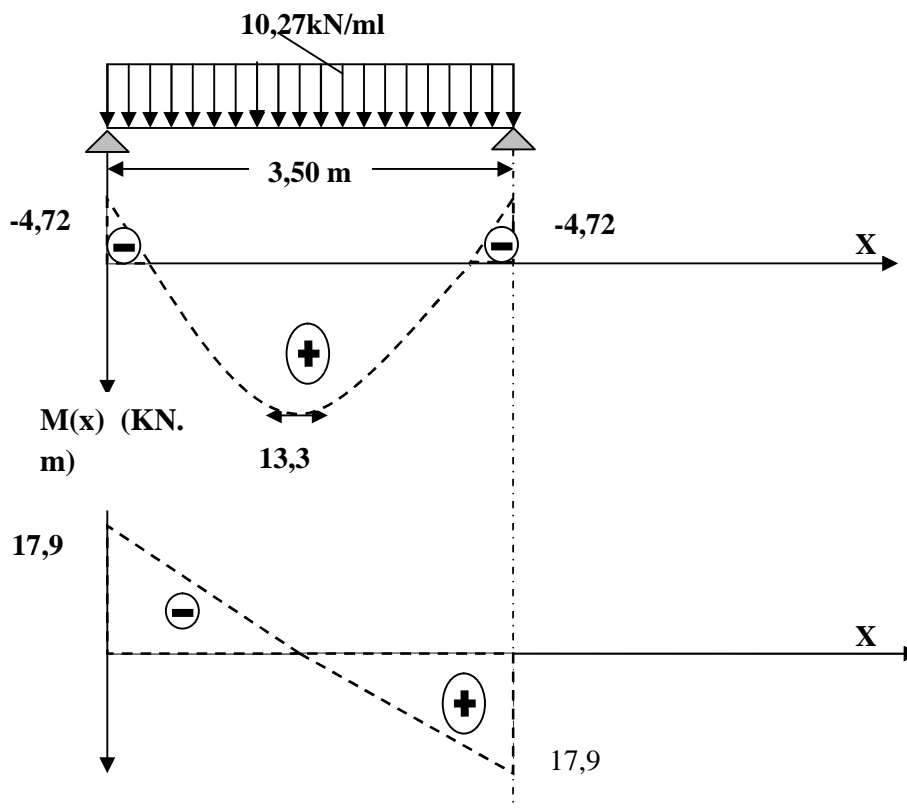


Figure. III.6.3. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

1) vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL 91/Art A.4.5.2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Et: $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$

d'ou: $\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d}$

▪ **Aux appuis :**

$M_a = -4,72 \text{ KNm}$ et $A_a = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = 100 \times A_a / b \times d = 100 \times 2,35 / 25 \times 28 = 0,335 \rightarrow \beta_1 = 0,909 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,025$$

$$\sigma_{st} = 4,72 \times 10^3 / 0,909 \times 2,35 \times 28 = 78,91 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,025 \times 78,91 = 1,97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

▪ **En travée:**

$M_t = 13,36 \text{ KNm}$ et $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = 100 \times A_t / b \times d = 100 \times 3,39 / 25 \times 28 = 0,484 \rightarrow \beta_1 = 0,894 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,031$$

$$\sigma_{st} = 13,36 \times 10^3 / 0,894 \times 3,39 \times 28 = 157,44 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,031 \times 157,44 = 4,88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

✓ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2-Vérification de la flèche (BAEL 91/(Art 6.5.2).

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur de la poutre

l : largeur de la poutre

M_s : moment fléchissant en travée à l'ELS

M_{0s} : moment max de la travée isostatique $q_s l^2 / 8 = 15,72 \text{ KNm}$

A_t : section des armatures en travée

b : largeur de la poutre

d : hauteur utile de la section .

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{350} = 0,085 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,085 = \frac{M_t}{10 M_{os}} = \frac{13,36}{10 \times 15,72} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓

Conclusion:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des balcons celui adopté précédemment :

les armatures longitudinales:

- en travée : 3HA12
- aux appuis : 3HA10

les armatures transversales:

Cadre et épingle en HA8

III.7.La salle machine:

III.7.1. Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1,67 \times 1,80) \text{ m}^2$ 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 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

III.7.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine:

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.

III.7 .2.1.Pré-dimensionnement:

La dalle n'est pas continue.

- **Hauteur de la dalle :** [RPA99 version 2003].

$$h_c \approx \frac{L_x}{90} = \frac{167}{90} = 5,56 \text{ cm. le RPA 2003 exige une hauteur } h_t \geq 12 \text{ cm}$$

- ✓ **On optera pour une hauteur h= 15cm.**

- **Calcul des sollicitations :**

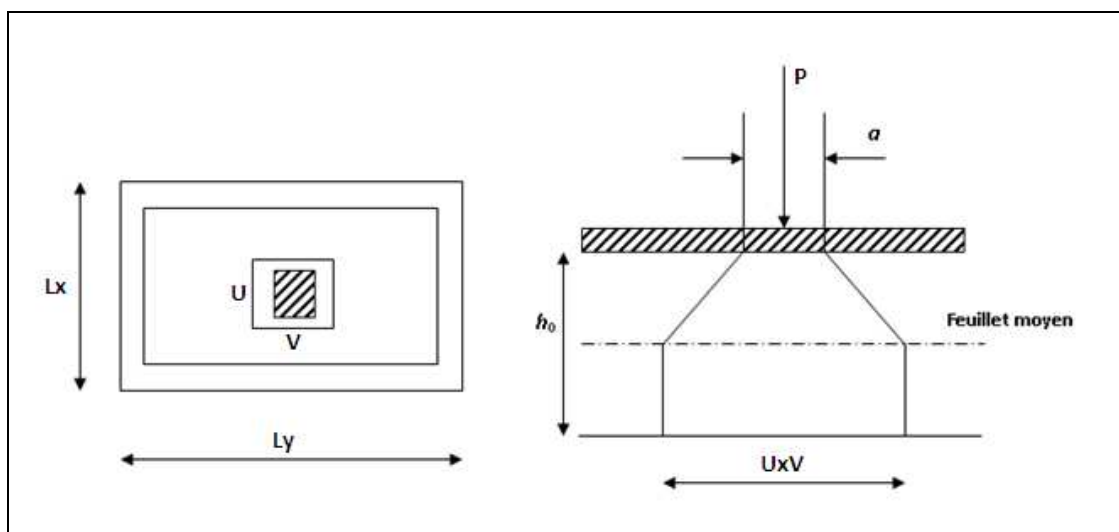


Figure III.7.1 :Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,67}{1,80} = 0,93 \rightarrow 0,4 < \rho = 1 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

a) **Moments dus au poids propre :**

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

➤ **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$\rho = 0,93 \rightarrow \mu_x = 0,0428 \text{ et } \mu_y = 0,841$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1 \text{ ml} = 4,85 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,0475 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{ux1} = 0,0428 \times (8,0475) \times (1,67)^2 = 0,96 \text{ KN.m} \\ M_{uy1} = 0,841 \times 0,96 = 0,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0,2$**

$$\rho = 0,88 \rightarrow \mu_x = 0,0500 \text{ et } \mu_y = 0,891$$

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0,0500 \times (5,85) \times (1,67)^2 = 0,816 \text{ KN.m} \\ M_{sy1} = 0,891 \times 0,816 = 0,727 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) **Moments dus à la charge localisée :**

$$\begin{cases} M_x = p \cdot (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = p \cdot (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques

en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

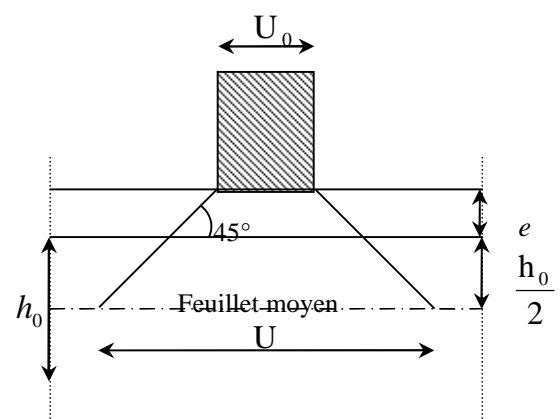


Figure.III.7.2 : Les moments des charges locales

$$\nu : \text{Coefficient de poisson à } \begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$$

▪ **Calcul de U et V :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 \end{cases}$$

Avec: Hauteur de la dalle: **$h_0=15\text{cm}$**

Epaisseur du revêtement : **$e=5\text{cm}$**

$U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$ ($U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée).

$$\underline{\mathbf{A.N}} : \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm.} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm.} \end{cases}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,67} = 0,63 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,58.$$

Pour déterminer **M1** et **M2** on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

$$\text{Pour } \rho=0.9 \rightarrow \text{après interpolation : } \begin{cases} \mathbf{M_1=0,0820} \\ \mathbf{M_2=0,0677} \end{cases}$$

➤ **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,0820 = 9,963 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,0677 = 8,225 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \times (M_1 + \nu.M_2) = 90 \times (0,0820 + 0,2 \times 0,0677) = 8,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \times (M_2 + \nu.M_1) = 90 \times (0,0677 + 0,2 \times 0,0820) = 7,57 \text{ KN.m}$$

c) **Superposition des moments :**▪ **A l'ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,96 + 9,963 = 10,923 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,80 + 8,225 = 9,025 \text{ KN.m}$$

▪ **A l'ELS:**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,816 + 8,60 = 9,416 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,727 + 7,57 = 8,297 \text{ KN}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moment calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis .

III.7.3. Ferrailage à l'ELU:**Armatures // à X-X :****En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 10,923$$

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100 \text{ cm}$, $h_0=15 \text{ cm}$. $c=3\text{cm}$. $d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,284 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \mu_b = 0,045 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,284 \times 10^3}{0,976 \times 12 \times 348} = 2,28 \text{ cm}^2.$$

✓ On opte pour une section d'armature 5HA10 $\Rightarrow A_{t \text{ adopter}} = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times 10,923 = 3,277 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,277 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \mu_b = 0,016 \longrightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,277 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0,79 \text{ cm}^2$$

- ✓ On opte pour une section d'armature 5HA10 $\Rightarrow A_{t \text{ adopter}} = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures // à Y-Y :

En travée :

$$M_y^t = 0,85 \times 9,025 = 7,671 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,671 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$$

$$\mu_b = 0,037 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981 \quad A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,671 \times 10^3}{0,981 \times 12 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

- ✓ On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{t \text{ adopter}} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 0,3 \times 9,025 = 2,707 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,707 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \quad \mu_b = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{2,707 \times 10^3}{0,993 \times 12 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2$$

- ✓ On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{t \text{ adopter}} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓

III.7.4. Vérification à L'E.L.U :

Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable \longrightarrow L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction principale :

$$S_t \leq \min \{ 2h ; 25 \text{ cm} \} \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm} < [30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}] \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Direction secondaire :

$$S_t < \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm} < \{ 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} \} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que : $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

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 les HA, FeE400 et FeE500.

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.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,88) / 2 = 0,000848$$

$$A_{\min} = 0,000848 \times (15 \times 100) = 1,272 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,272 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,272 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,000848 \times (15 \times 100) = 1,272 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,272 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,272 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage

$$\text{horizontal : } Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

✓ **Aucune armature transversale n'est nécessaire.**

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 :

$$T_u = \frac{P}{2 \ell_y + \ell_x} \text{ avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,8 + 1,67} = 23,06 \text{ KN.}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{p}{3 \ell_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,8} = 22,5 \text{ KN.}$$

Avec : $T_{u \max} = 23,06 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{23,06 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,192 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,192 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$ **Condition Vérifiée.**

III.7.5. Vérifications à l'ELS :

- **Evaluation des moments Mx et My :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,816 + 8,60 = 9,416 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,727 + 7,57 = 8,297 \text{ KN.}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moment calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis .

- **Correction des moments :**

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 9,416 = 8,004 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 8,297 = 7,052 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 9,416 = -2,825 \text{ KN. m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 8,297 = -2,489 \text{ KN. m}$$

- a) **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- b) **Etat limite de compression du béton :**

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$) on doit vérifier la condition suivante :

- **Sens longitudinal:**

Aux appuis : $M_a = -2,825 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100.3,92}{100.12} = 0,326 \quad \begin{cases} K = 40,56 \\ \beta_1 = 0,910 \end{cases}$$

❖ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{2,825.10^5}{0,910.12.3,92} = 65,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 65,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ La contrainte dans le béton:

$$\sigma_b = 0,024 \cdot 65,99 = 1,58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée: $M_t = 8,004 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 12} = 0,326 \quad \begin{cases} K = 40,56 \\ \beta_1 = 0,910 \end{cases}$$

❖ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{8,004 \cdot 10^3}{0,910 \cdot 12 \cdot 3,92} = 186,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_s = 0,024 \cdot 186,98 = 4,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c). Etat limite de déformation :

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

- $\frac{H}{L_x} \geq \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} \rightarrow \frac{15}{167} = 0,089 \geq \frac{9,248}{20 \times 9,322} = 0,049 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_s} \rightarrow \frac{3,92}{100 \cdot 12} = 0,00326 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- ✓ La condition est vérifiée dans tous les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.7.6. Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

▪ Sens x-x :

Lit inférieur : 5 HA10/ml avec $e = 20 \text{ cm.}$

Lit supérieur : 5 HA10/ml avec $e = 20 \text{ cm.}$

▪ Sens y-y :

Lits inférieur : 4HA10/ml avec $e = 25 \text{ cm.}$

Lits supérieur : 4HA10/ml avec $e = 25 \text{ cm.}$

IV.1.Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gaines» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des choisir un système de contreventement et connaitre la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4refends à celle des portiques pour) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte deleur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement.

Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quels nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV.2.Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.2.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

❖ Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \min(\bar{h} + 1/2 h_{poteau}, h_0)$$

$$l_c = \min(l + 1/2 \text{ poutre}, l_0)$$

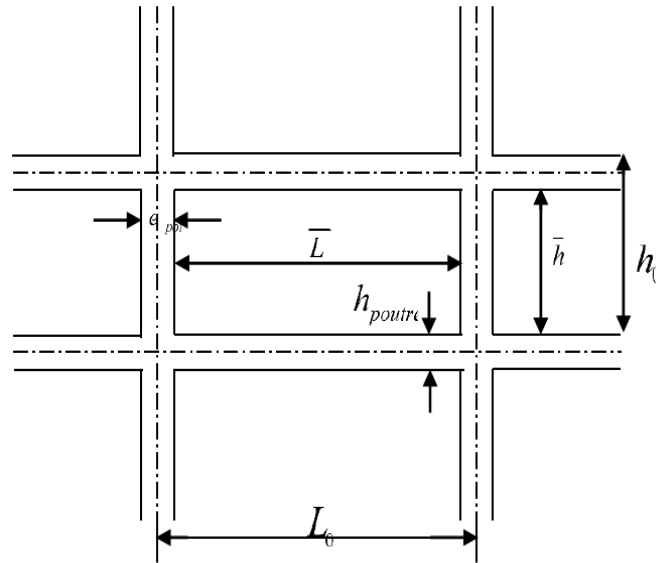
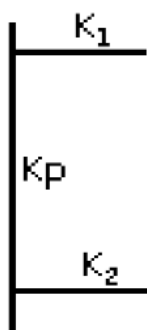


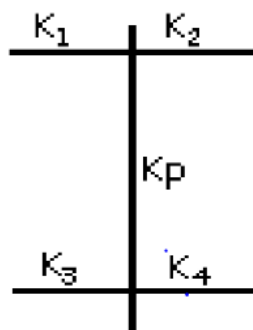
Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

IV.2.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

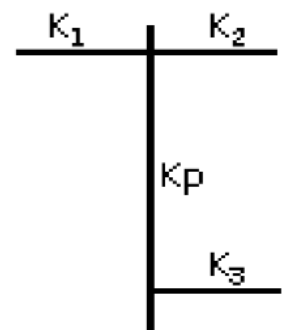
➤ Niveau courant :



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

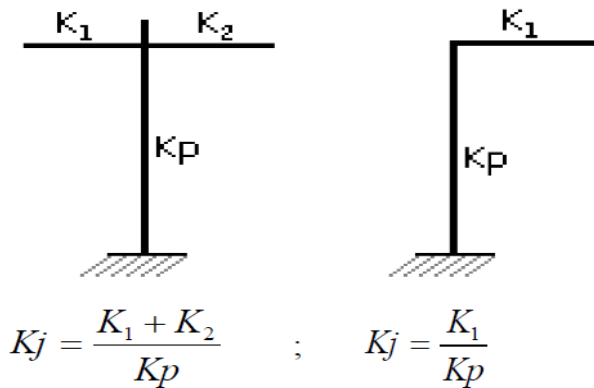


$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

➤ Niveau RDC :



IV.2.3. Calcul des coefficients correcteurs (aij) :

➤ coefficient des rigidités des poteaux (aij) :

• 1^{er} Cas: d'étage courant :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

• 2^{ème} : Premier niveau :

- Poteau encadré à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

-

IV.2.4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :**

| Niveau | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | he (cm) | hp (cm) | h' (cm) | e pot (cm) | hc (cm) | k (cm ³) |
|--------|--------|--------|----------------------|---------|---------|---------|------------|---------|----------------------|
| 10 | 35 | 35 | 125052,083 | 289 | 35 | 254 | 35 | 271,5 | 460,597 |
| 9 | 35 | 35 | 125052,083 | 289 | 35 | 254 | 35 | 271,5 | 460,597 |
| 8 | 35 | 35 | 125052,083 | 289 | 35 | 254 | 35 | 271,5 | 460,597 |
| 7 | 35 | 35 | 125052,083 | 289 | 35 | 254 | 35 | 271,5 | 460,597 |
| 6 | 40 | 40 | 213333,333 | 289 | 35 | 254 | 40 | 274 | 778,589 |
| 5 | 40 | 40 | 213333,333 | 289 | 35 | 254 | 40 | 274 | 778,589 |
| 4 | 40 | 40 | 213333,333 | 289 | 35 | 254 | 40 | 274 | 778,589 |
| 3 | 40 | 40 | 213333,333 | 289 | 35 | 254 | 40 | 274 | 778,589 |
| 2 | 45 | 45 | 341718,75 | 289 | 35 | 254 | 45 | 276,5 | 1235,873 |
| 1 | 45 | 45 | 341718,75 | 289 | 35 | 254 | 45 | 276,5 | 1235,873 |
| RDC | 45 | 45 | 341718,75 | 390 | 35 | 355 | 45 | 377,5 | 905,215 |
| S -sol | 45 | 45 | 341718,75 | 450 | 35 | 415 | 45 | 437,5 | 781,071 |

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (Y-Y) :**

| Niveau | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | he (cm) | hp (cm) | h' (cm) | e pot (cm) | hc (cm) | k (cm ³) |
|--------|--------|--------|----------------------|---------|---------|---------|------------|---------|----------------------|
| 10 | 35 | 35 | 125052,083 | 289 | 40 | 249 | 35 | 266,5 | 469,239 |
| 9 | 35 | 35 | 125052,083 | 289 | 40 | 249 | 35 | 266,5 | 469,239 |
| 8 | 35 | 35 | 125052,083 | 289 | 40 | 249 | 35 | 266,5 | 469,239 |
| 7 | 35 | 35 | 125052,083 | 289 | 40 | 249 | 35 | 266,5 | 469,239 |
| 6 | 40 | 40 | 213333,333 | 289 | 40 | 249 | 40 | 269 | 793,061 |
| 5 | 40 | 40 | 213333,333 | 289 | 40 | 249 | 40 | 269 | 793,061 |
| 4 | 40 | 40 | 213333,333 | 289 | 40 | 249 | 40 | 269 | 793,061 |
| 3 | 40 | 40 | 213333,333 | 289 | 40 | 249 | 40 | 269 | 793,061 |
| 2 | 45 | 45 | 341718,75 | 289 | 40 | 249 | 45 | 271,5 | 1258,633 |
| 1 | 45 | 45 | 341718,75 | 289 | 40 | 249 | 45 | 271,5 | 1258,633 |
| RDC | 45 | 45 | 341718,75 | 390 | 40 | 350 | 45 | 372,5 | 917,366 |
| S-sol | 45 | 45 | 341718,75 | 450 | 40 | 410 | 45 | 432,5 | 790,101 |

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

- Rigidités des poutres suivant le sens (x-x) :

| Niveau | Travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | L0 (cm) | epot (cm) | L' (cm) | hptre (cm) | Lc (cm) | K (cm ³) |
|--|--------|-----------|-----------|-------------------------|------------|--------------|------------|---------------|------------|-------------------------|
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage | 1_2 | 30 | 35 | 107187,5 | 300 | 35 | 265 | 35 | 282,5 | 379,425 |
| | 2_3 | 30 | 35 | 107187,5 | 330 | 35 | 295 | 35 | 312,5 | 343,000 |
| | 3_4 | 30 | 35 | 107187,5 | 350 | 35 | 315 | 35 | 332,5 | 322,368 |
| | 4_5 | 30 | 35 | 107187,5 | 250 | 35 | 215 | 35 | 232,5 | 461,022 |
| | 5_6 | 30 | 35 | 107187,5 | 350 | 35 | 315 | 35 | 332,5 | 322,368 |
| | 6_7 | 30 | 35 | 107187,5 | 330 | 35 | 295 | 35 | 312,5 | 343,000 |
| | 7_8 | 30 | 35 | 107187,5 | 300 | 35 | 265 | 35 | 282,5 | 379,425 |
| 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage | 1_2 | 30 | 35 | 107187,5 | 300 | 40 | 260 | 35 | 277,5 | 386,261 |
| | 2_3 | 30 | 35 | 107187,5 | 330 | 40 | 290 | 35 | 307,5 | 348,577 |
| | 3_4 | 30 | 35 | 107187,5 | 350 | 40 | 310 | 35 | 327,5 | 327,290 |
| | 4_5 | 30 | 35 | 107187,5 | 250 | 40 | 210 | 35 | 227,5 | 471,154 |
| | 5_6 | 30 | 35 | 107187,5 | 350 | 40 | 310 | 35 | 327,5 | 327,290 |
| | 6_7 | 30 | 35 | 107187,5 | 330 | 40 | 290 | 35 | 307,5 | 348,577 |
| | 7_8 | 30 | 35 | 107187,5 | 300 | 40 | 260 | 35 | 277,5 | 386,261 |
| S-sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage | 1_2 | 30 | 35 | 107187,5 | 300 | 45 | 255 | 35 | 272,5 | 393,349 |
| | 2_3 | 30 | 35 | 107187,5 | 330 | 45 | 285 | 35 | 302,5 | 354,339 |
| | 3_4 | 30 | 35 | 107187,5 | 350 | 45 | 305 | 35 | 322,5 | 332,364 |
| | 4_5 | 30 | 35 | 107187,5 | 250 | 45 | 205 | 35 | 222,5 | 481,742 |
| | 5_6 | 30 | 35 | 107187,5 | 350 | 45 | 305 | 35 | 322,5 | 332,364 |
| | 6_7 | 30 | 35 | 107187,5 | 330 | 45 | 285 | 35 | 302,5 | 354,339 |
| | 7_8 | 30 | 35 | 107187,5 | 300 | 45 | 255 | 35 | 272,5 | 393,349 |

Tableau IV .3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

- **Rigidités des poutres suivant le sens (y-y) :**

| Niveau | Travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | L0 (cm) | epot (cm) | L' (cm) | hptre (cm) | Lc (cm) | K (cm ³) |
|--|--------|-----------|-----------|-------------------------|------------|--------------|------------|---------------|------------|-------------------------|
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage | A_B | 30 | 40 | 160000 | 380 | 35 | 345 | 40 | 365 | 438,356 |
| | B_C | 30 | 40 | 160000 | 350 | 35 | 315 | 40 | 335 | 477,611 |
| | C_D | 30 | 40 | 160000 | 345 | 35 | 310 | 40 | 330 | 484,848 |
| | D_E | 30 | 40 | 160000 | 370 | 35 | 335 | 40 | 355 | 450,704 |
| 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage | A_B | 30 | 40 | 160000 | 380 | 40 | 340 | 40 | 360 | 444,444 |
| | B_C | 30 | 40 | 160000 | 350 | 40 | 310 | 40 | 330 | 484,848 |
| | C_D | 30 | 40 | 160000 | 345 | 40 | 305 | 40 | 325 | 492,307 |
| | D_E | 30 | 40 | 160000 | 370 | 40 | 330 | 40 | 350 | 457,142 |
| S-sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage | A_B | 30 | 40 | 160000 | 380 | 45 | 335 | 40 | 355 | 450,704 |
| | B_C | 30 | 40 | 160000 | 350 | 45 | 305 | 40 | 325 | 492,307 |
| | C_D | 30 | 40 | 160000 | 345 | 45 | 300 | 40 | 320 | 500,000 |
| | D_E | 30 | 40 | 160000 | 370 | 45 | 325 | 40 | 345 | 463,768 |

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

IV.3. Rigidité relative par portique :

➤ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

- **Rigidités des portiques suivant (X-X) :**

| Niveau | Travées | KPoutre (cm ³) | Poteau | K poteau (cm ³) | k' (cm ³) | Aij | Hc (cm) | rij | Rij x |
|--|---------|----------------------------|--------|-----------------------------|-----------------------|------------|---------|-----------|-----------------|
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage | 1_2 | 379,425 | 1 | 460,597 | 0,82376785 | 0,29172648 | 271,5 | 703,5764 | 6706,878 |
| | 2_3 | 343 | 2 | 460,597 | 1,56845355 | 0,43953313 | 271,5 | 1060,0517 | |
| | 3_4 | 322,368 | 3 | 460,597 | 1,44457736 | 0,41937724 | 271,5 | 1011,4404 | |
| | 4_5 | 461,022 | 4 | 460,597 | 1,70081438 | 0,45957841 | 271,5 | 1108,3963 | |
| | 5_6 | 322,368 | 5 | 460,597 | 1,70081438 | 0,45957841 | 271,5 | 1108,3963 | |
| | 6_7 | 343 | 6 | 460,597 | 1,44457736 | 0,41937724 | 271,5 | 1011,4404 | |
| | 7_8 | 379,425 | 7 | 460,597 | 0,82376785 | 0,29172648 | 271,5 | 703,5764 | |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage | 1_2 | 386,261 | 1 | 778,789 | 0,49597645 | 0,19871039 | 274 | 795,5972 | 8011,554 |
| | 2_3 | 348,577 | 2 | 778,789 | 0,94356495 | 0,32055177 | 274 | 1283,4261 | |
| | 3_4 | 327,29 | 3 | 778,789 | 0,86784354 | 0,30261188 | 274 | 1211,5983 | |
| | 4_5 | 471,154 | 4 | 778,789 | 1,0252379 | 0,33889497 | 274 | 1356,8686 | |
| | 5_6 | 327,29 | 5 | 778,789 | 1,0252379 | 0,33889497 | 274 | 1356,8686 | |
| | 6_7 | 348,577 | 6 | 778,789 | 0,86784354 | 0,30261188 | 274 | 1211,5983 | |
| | 7_8 | 386,261 | 7 | 778,789 | 0,49597645 | 0,19871039 | 274 | 795,5972 | |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} Étage | 1_2 | 393,349 | 1 | 1235,873 | 0,31827623 | 0,13729004 | 276,5 | 856,5971 | 8967,031 |
| | 2_3 | 354,339 | 2 | 1235,873 | 0,60498773 | 0,23224206 | 276,5 | 1449,0336 | |
| | 3_4 | 332,364 | 3 | 1235,873 | 0,55564204 | 0,21741779 | 276,5 | 1356,5401 | |
| | 4_5 | 481,742 | 4 | 1235,873 | 0,6587295 | 0,24776101 | 276,5 | 1545,8613 | |
| | 5_6 | 332,364 | 5 | 1235,873 | 0,6587295 | 0,24776101 | 276,5 | 1545,8613 | |
| | 6_7 | 354,339 | 6 | 1235,873 | 0,55564204 | 0,21741779 | 276,5 | 1356,5401 | |
| | 7_8 | 393,349 | 7 | 1235,873 | 0,31827623 | 0,13729004 | 276,5 | 856,5971 | |
| RDC | 1_2 | 393,349 | 1 | 905,215 | 0,43453655 | 0,17848841 | 377,5 | 437,6046 | 4461,236 |
| | 2_3 | 354,339 | 2 | 905,215 | 0,82597836 | 0,2922805 | 377,5 | 716,5915 | |
| | 3_4 | 332,364 | 3 | 905,215 | 0,75860762 | 0,27499657 | 377,5 | 674,2161 | |
| | 4_5 | 481,742 | 4 | 905,215 | 0,89935098 | 0,31019045 | 377,5 | 760,5018 | |
| | 5_6 | 332,364 | 5 | 905,215 | 0,89935098 | 0,31019045 | 377,5 | 760,5018 | |
| | 6_7 | 354,339 | 6 | 905,215 | 0,75860762 | 0,27499657 | 377,5 | 674,2161 | |
| | 7_8 | 393,349 | 7 | 905,215 | 0,43453655 | 0,17848841 | 377,5 | 437,6046 | |
| s_sol | 1_2 | 393,349 | 1 | 781,071 | 0,50360211 | 0,40086326 | 437,5 | 631,3710 | 5144,735 |
| | 2_3 | 354,339 | 2 | 781,071 | 0,95725997 | 0,49277371 | 437,5 | 776,1326 | |
| | 3_4 | 332,364 | 3 | 781,071 | 0,87918128 | 0,47901856 | 437,5 | 754,4679 | |
| | 4_5 | 481,742 | 4 | 781,071 | 1,04229449 | 0,50695108 | 437,5 | 798,4624 | |
| | 5_6 | 332,364 | 5 | 781,071 | 1,04229449 | 0,50695108 | 437,5 | 798,4624 | |
| | 6_7 | 354,339 | 6 | 781,071 | 0,87918128 | 0,47901856 | 437,5 | 754,4679 | |
| | 7_8 | 393,349 | 7 | 781,071 | 0,50360211 | 0,40086326 | 437,5 | 631,3710 | |

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sen longitudinal.

- **Rigidités des portiques suivant (Y-Y) :**

| Niveau | Travées | K Poutre (cm ³) | Poteau | K poteau (cm ³) | k' (cm ³) | aij | hc (cm) | Rij | Rij y |
|--|---------|-----------------------------|--------|-----------------------------|-----------------------|------------|---------|-----------|------------------|
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} Etage | A_B | 438,356 | A | 469,239 | 0,9342 | 0,3184 | 266,5 | 811,8935 | 4189,925 |
| | B_C | 477,612 | B | 469,239 | 1,9520 | 0,4939 | 266,5 | 1259,5627 | |
| | C_D | 484,848 | C | 469,239 | 2,0511 | 0,5063 | 266,5 | 1291,1254 | |
| | D_E | 450,704 | D | 469,239 | 0,9605 | 0,3244 | 266,5 | 827,3437 | |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage | A_B | 444,444 | A | 793,061 | 0,5604 | 0,2189 | 269 | 925,8827 | 5047,6759 |
| | B_C | 484,848 | B | 793,061 | 1,1718 | 0,3694 | 269 | 1562,7833 | |
| | C_D | 492,308 | C | 793,061 | 1,2321 | 0,3812 | 269 | 1612,5910 | |
| | D_E | 457,143 | D | 793,061 | 0,5764 | 0,2237 | 269 | 946,4189 | |
| 1 ^{er} , 2 ^e Etage | A_B | 450,704 | A | 1258,633 | 0,3581 | 0,1519 | 271,5 | 1000,7955 | 5685,7364 |
| | B_C | 492,380 | B | 1258,633 | 0,7493 | 0,2725 | 271,5 | 1796,1549 | |
| | C_D | 500,000 | C | 1258,633 | 0,7885 | 0,2828 | 271,5 | 1863,4946 | |
| | D_E | 463,768 | D | 1258,633 | 0,3685 | 0,1556 | 271,5 | 1025,2914 | |
| RDC | A_B | 450,704 | A | 917,366 | 0,4913 | 0,1972 | 372,5 | 503,2299 | 2780,1824 |
| | B_C | 492,380 | B | 917,366 | 1,0280 | 0,3395 | 372,5 | 866,3452 | |
| | C_D | 500,000 | C | 917,366 | 1,0818 | 0,3510 | 372,5 | 895,7340 | |
| | D_E | 463,768 | D | 917,366 | 0,5055 | 0,2018 | 372,5 | 514,8733 | |
| S-sol | A_B | 450,704 | A | 790,101 | 0,5770 | 0,41792782 | 432,5 | 681,3428 | 3123,5450 |
| | B_C | 492,380 | B | 790,101 | 1,2074 | 0,53233148 | 432,5 | 867,8537 | |
| | C_D | 500,000 | C | 790,101 | 1,2705 | 0,54135453 | 432,5 | 882,5639 | |
| | D_E | 463,768 | D | 790,101 | 0,5937 | 0,4216756 | 432,5 | 687,4527 | |

Tableau IV.6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal.

IV.4.Calcul des inerties des voiles :

IV.4.1.Caractéristiques géométriques des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que les refends pleins.

IV.4.2.Calcul des inerties des refends pleins :

a) Les refends longitudinaux:

$$I_y = \frac{el^3}{12}$$

$$I_x = \frac{le^3}{12}$$

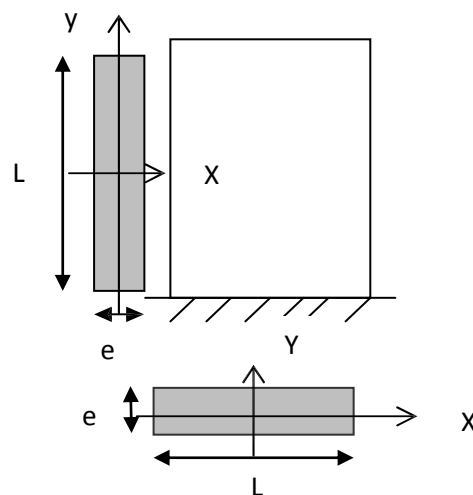
On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

b) Les refendstransversaux:

$$I_x = \frac{el^3}{12}$$

$$I_y = \frac{le^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refendstransversaux par rapport à l'axe Y.

*Fig.VII.2. Vue en plan et en coupe des refends*

- Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous:
❖ **Sens longitudinal :**

| sens longitudinal(Ix) | | | | | | |
|--|--------|-------|-------|---------------------|----------------------------|---------------------------|
| Niveau | voiles | Li(m) | ei(m) | Iy(m ⁴) | Iy(m ⁴)niveaux | Iy(m ⁴)totale |
| S-SOL | VL1 | 1 | 0,25 | 0,0208 | 2,11 | 2,11 |
| | VL2 | 1 | 0,25 | 0,0208 | | |
| | VL3 | 1 | 0,25 | 0,0208 | | |
| | VL4 | 1 | 0,25 | 0,0208 | | |
| | VL5 | 1 | 0,25 | 0,0208 | | |
| | VL6 | 1 | 0,25 | 0,0208 | | |
| | VL7 | 2 | 0,25 | 0,1667 | | |
| | VL8 | 2 | 0,25 | 0,1667 | | |
| | VL9 | 2 | 0,25 | 0,1667 | | |
| | VL10 | 2 | 0,25 | 0,1667 | | |
| | VL11 | 3 | 0,25 | 0,5625 | | |
| | VL12 | 3 | 0,25 | 0,5625 | | |
| | VL13 | 1,67 | 0,25 | 0,0970 | | |
| | VL14 | 1,67 | 0,25 | 0,0970 | | |
| RDC jusqu'au 10^{ème} étage | VL1 | 1 | 0,2 | 0,01667 | 1,69 | 18,57 |
| | VL2 | 1 | 0,2 | 0,01667 | | |
| | VL3 | 1 | 0,2 | 0,01667 | | |
| | VL4 | 1 | 0,2 | 0,01667 | | |
| | VL5 | 1 | 0,2 | 0,01667 | | |
| | VL6 | 1 | 0,2 | 0,01667 | | |
| | VL7 | 2 | 0,2 | 0,1333 | | |
| | VL8 | 2 | 0,2 | 0,1333 | | |
| | VL9 | 2 | 0,2 | 0,1333 | | |
| | VL10 | 2 | 0,2 | 0,1333 | | |
| | VL11 | 3 | 0,2 | 0,45 | | |
| | VL12 | 3 | 0,2 | 0,45 | | |
| | VL13 | 1,67 | 0,2 | 0,0776 | | |
| | VL14 | 1,67 | 0,2 | 0,0776 | | |
| | | | | | ΣInertie | 20,68 |
| | | | | | La moyenne | 1,72 |

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

❖ Sens transversal :

| sens transversal | | | | | | |
|---|--------|-------|------|---------------------|-------------------|--------------|
| niveau | voiles | Li(m) | e(m) | Iy(m ⁴) | Iy niveau | Iy totale |
| S-SOL | VT1 | 2 | 0,25 | 0,1667 | 2,99 | 2,99 |
| | VT2 | 2 | 0,25 | 0,1667 | | |
| | VT3 | 2 | 0,25 | 0,1667 | | |
| | VT4 | 2 | 0,25 | 0,1667 | | |
| | VT5 | 3,8 | 0,25 | 1,1432 | | |
| | VT6 | 3,7 | 0,25 | 1,0553 | | |
| | VT7 | 1,8 | 0,25 | 0,1215 | | |
| RDC jusqu'au 10 ^{ème} étage | VT1 | 2 | 0,2 | 0,1333 | 2,39 | 26,28 |
| | VT2 | 2 | 0,2 | 0,1333 | | |
| | VT3 | 2 | 0,2 | 0,1333 | | |
| | VT4 | 2 | 0,2 | 0,1333 | | |
| | VT5 | 3,8 | 0,2 | 0,9145 | | |
| | VT6 | 3,7 | 0,2 | 0,8442 | | |
| | VT7 | 1,8 | 0,2 | 0,0972 | | |
| | | | | | ∑Inertie | 29,27 |
| | | | | | La moyenne | 2,44 |

Tableau IV .8 : Inertie des voiles dans le sens transversal..

IV.5.Calcul des inerties fictives des portiques :

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

IV.5.1.Principe de la méthode :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous

l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV.5.2. Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

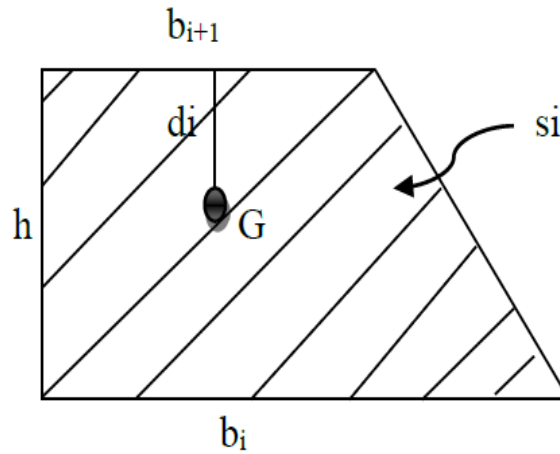


Figure IV.3 : Schéma d'un trapèze.

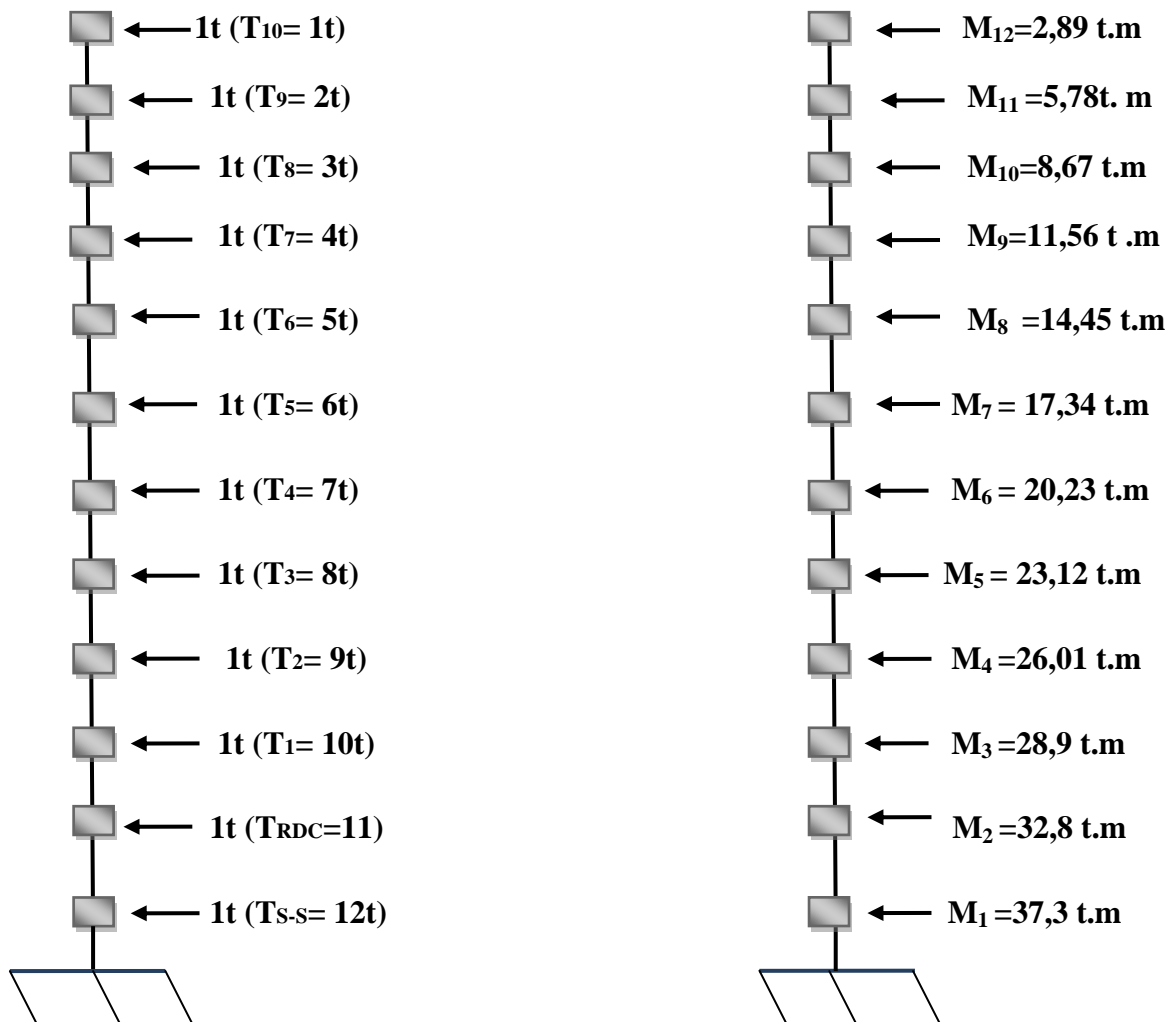


Figure IV.4 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

- Les résultats de calcul sont comme suit :

| Niveau | h(m) | bi(m) | bi +1(m) | Si (m ²) | di(m) | Si .di(m ³) | fix EI |
|--------|------|--------|----------|----------------------|-------|-------------------------|---------|
| 10 | 2,89 | 2,89 | 0 | 4,18 | 1,93 | 8,05 | 6039,11 |
| 9 | 2,89 | 8,67 | 2,89 | 16,70 | 1,69 | 28,16 | 6031,06 |
| 8 | 2,89 | 17,34 | 8,67 | 37,58 | 1,61 | 60,34 | 6002,90 |
| 7 | 2,89 | 28,9 | 17,34 | 66,82 | 1,57 | 104,60 | 5942,56 |
| 6 | 2,89 | 43,35 | 28,9 | 104,40 | 1,54 | 160,92 | 5837,96 |
| 5 | 2,89 | 60,69 | 43,35 | 150,34 | 1,53 | 229,31 | 5677,04 |
| 4 | 2,89 | 80,92 | 60,69 | 204,63 | 1,51 | 309,77 | 5447,74 |
| 3 | 2,89 | 104,04 | 80,92 | 267,27 | 1,51 | 402,29 | 5137,97 |
| 2 | 2,89 | 130,05 | 104,04 | 338,26 | 1,50 | 506,89 | 4735,68 |
| 1 | 2,89 | 158,95 | 130,05 | 417,61 | 1,49 | 623,55 | 4228,79 |
| RDC | 3,9 | 192,76 | 158,95 | 685,83 | 2,01 | 1380,23 | 3605,23 |
| S_sol | 4,5 | 233,25 | 192,76 | 958,52 | 2,32 | 2225,00 | 2225 |

Tableau IV.9 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

IV.5.3. Calcul du déplacement des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- Le déplacement du portique au niveau « i »

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un poteau des étages courants

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h$$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres} \quad K = \frac{I_m}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} \quad K = \frac{I_{pn}}{h}$$

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n).

- Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent
- **Inerties fictives des portiques longitudinaux :**

| | Raideur et moments | | | | | Rotations et déplacements | | | | Flèche | inerties fictives | |
|--------|--------------------|-----------------|-----------------|-------|-----------|---------------------------|-----------|-------------|-------------------------|-------------|-------------------|-----------------|
| Niveau | Portique | ΣK_{pn} | ΣK_{tn} | M_n | M_{n+1} | $E\theta_n$ | $E\psi_n$ | $E\Delta_n$ | $D_n = \Sigma \Delta_n$ | $E\delta_n$ | I_{en} | ΣI_{en} |
| 10 | 1 | 0,0034616 | 0,0013456 | 2,89 | 0 | 89,49 | 248,55 | 718,313072 | 5028,1915 | 6039,11 | 1,2010501 | 8,40735083 |
| | 2 | 0,0034616 | 0,0013456 | 2,89 | 0 | 89,49 | 248,55 | 718,313072 | 5028,1915 | 6039,11 | 1,2010501 | |
| | 3 | 0,0034616 | 0,0013456 | 2,89 | 0 | 89,49 | 248,55 | 718,313072 | 5028,1915 | 6039,11 | 1,2010501 | |
| | 4 | 0,0034616 | 0,0013456 | 2,89 | 0 | 89,49 | 248,55 | 718,313072 | 5028,1915 | 6039,11 | 1,2010501 | |
| | 5 | 0,0034616 | 0,0013456 | 2,89 | 0 | 89,49 | 248,55 | 718,313072 | 5028,1915 | 6039,11 | 1,2010501 | |
| | 6 | 0,0034616 | 0,0013456 | 2,89 | 0 | 89,49 | 248,55 | 718,313072 | 5028,1915 | 6039,11 | 1,2010501 | |
| | 7 | 0,0034616 | 0,0013456 | 2,89 | 0 | 89,49 | 248,55 | 718,313072 | 5028,1915 | 6039,11 | 1,2010501 | |
| 9 | 1 | 0,0034616 | 0,0013456 | 5,78 | 2,89 | 268,47 | 855,06 | 2471,12129 | 17297,849 | 6031,06 | 0,3486595 | 2,44061675 |
| | 2 | 0,0034616 | 0,0013456 | 5,78 | 2,89 | 268,47 | 855,06 | 2471,12129 | 17297,849 | 6031,06 | 0,3486595 | |
| | 3 | 0,0034616 | 0,0013456 | 5,78 | 2,89 | 268,47 | 855,06 | 2471,12129 | 17297,849 | 6031,06 | 0,3486595 | |
| | 4 | 0,0034616 | 0,0013456 | 5,78 | 2,89 | 268,47 | 855,06 | 2471,12129 | 17297,849 | 6031,06 | 0,3486595 | |
| | 5 | 0,0034616 | 0,0013456 | 5,78 | 2,89 | 268,47 | 855,06 | 2471,12129 | 17297,849 | 6031,06 | 0,3486595 | |
| | 6 | 0,0034616 | 0,0013456 | 5,78 | 2,89 | 268,47 | 855,06 | 2471,12129 | 17297,849 | 6031,06 | 0,3486595 | |
| | 7 | 0,0034616 | 0,0013456 | 5,78 | 2,89 | 268,47 | 855,06 | 2471,12129 | 17297,849 | 6031,06 | 0,3486595 | |
| 8 | 1 | 0,0034616 | 0,0013456 | 8,67 | 5,78 | 447,45 | 1282,59 | 3706,68193 | 25946,7735 | 6002,90 | 0,2313544 | 1,61948074 |
| | 2 | 0,0034616 | 0,0013456 | 8,67 | 5,78 | 447,45 | 1282,59 | 3706,68193 | 25946,7735 | 6002,90 | 0,2313544 | |
| | 3 | 0,0034616 | 0,0013456 | 8,67 | 5,78 | 447,45 | 1282,59 | 3706,68193 | 25946,7735 | 6002,90 | 0,2313544 | |
| | 4 | 0,0034616 | 0,0013456 | 8,67 | 5,78 | 447,45 | 1282,59 | 3706,68193 | 25946,7735 | 6002,90 | 0,2313544 | |
| | 5 | 0,0034616 | 0,0013456 | 8,67 | 5,78 | 447,45 | 1282,59 | 3706,68193 | 25946,7735 | 6002,90 | 0,2313544 | |
| | 6 | 0,0034616 | 0,0013456 | 8,67 | 5,78 | 447,45 | 1282,59 | 3706,68193 | 25946,7735 | 6002,90 | 0,2313544 | |
| | 7 | 0,0034616 | 0,0013456 | 8,67 | 5,78 | 447,45 | 1282,59 | 3706,68193 | 25946,7735 | 6002,90 | 0,2313544 | |
| 7 | 1 | 0,0034616 | 0,0013456 | 11,56 | 8,67 | 626,42 | 1710,12 | 4942,24258 | 34595,698 | 5942,56 | 0,1717716 | 1,20240152 |
| | 2 | 0,0034616 | 0,0013456 | 11,56 | 8,67 | 626,42 | 1710,12 | 4942,24258 | 34595,698 | 5942,56 | 0,1717716 | |

Chapitre IV

Etude de contreventement

| | | | | | | | | | | | | |
|---|---|-----------|-----------|-------|-------|---------|---------|------------|------------|---------|-----------|------------|
| | 3 | 0,0034616 | 0,0013456 | 11,56 | 8,67 | 626,42 | 1710,12 | 4942,24258 | 34595,698 | 5942,56 | 0,1717716 | |
| | 4 | 0,0034616 | 0,0013456 | 11,56 | 8,67 | 626,42 | 1710,12 | 4942,24258 | 34595,698 | 5942,56 | 0,1717716 | |
| | 5 | 0,0034616 | 0,0013456 | 11,56 | 8,67 | 626,42 | 1710,12 | 4942,24258 | 34595,698 | 5942,56 | 0,1717716 | |
| | 6 | 0,0034616 | 0,0013456 | 11,56 | 8,67 | 626,42 | 1710,12 | 4942,24258 | 34595,698 | 5942,56 | 0,1717716 | |
| | 7 | 0,0034616 | 0,0013456 | 11,56 | 8,67 | 626,42 | 1710,12 | 4942,24258 | 34595,698 | 5942,56 | 0,1717716 | |
| 6 | 1 | 0,0059054 | 0,0013456 | 14,45 | 11,56 | 805,40 | 1993,69 | 5761,77394 | 40332,4176 | 5837,96 | 0,1447461 | 1,01322267 |
| | 2 | 0,0059054 | 0,0013456 | 14,45 | 11,56 | 805,40 | 1993,69 | 5761,77394 | 40332,4176 | 5837,96 | 0,1447461 | |
| | 3 | 0,0059054 | 0,0013456 | 14,45 | 11,56 | 805,40 | 1993,69 | 5761,77394 | 40332,4176 | 5837,96 | 0,1447461 | |
| | 4 | 0,0059054 | 0,0013456 | 14,45 | 11,56 | 805,40 | 1993,69 | 5761,77394 | 40332,4176 | 5837,96 | 0,1447461 | |
| | 5 | 0,0059054 | 0,0013456 | 14,45 | 11,56 | 805,40 | 1993,69 | 5761,77394 | 40332,4176 | 5837,96 | 0,1447461 | |
| | 6 | 0,0059054 | 0,0013456 | 14,45 | 11,56 | 805,40 | 1993,69 | 5761,77394 | 40332,4176 | 5837,96 | 0,1447461 | |
| | 7 | 0,0059054 | 0,0013456 | 14,45 | 11,56 | 805,40 | 1993,69 | 5761,77394 | 40332,4176 | 5837,96 | 0,1447461 | |
| 5 | 1 | 0,0059054 | 0,0013456 | 17,34 | 14,45 | 984,38 | 2392,43 | 6914,12872 | 48398,9011 | 5677,04 | 0,1172969 | 0,82107815 |
| | 2 | 0,0059054 | 0,0013456 | 17,34 | 14,45 | 984,38 | 2392,43 | 6914,12872 | 48398,9011 | 5677,04 | 0,1172969 | |
| | 3 | 0,0059054 | 0,0013456 | 17,34 | 14,45 | 984,38 | 2392,43 | 6914,12872 | 48398,9011 | 5677,04 | 0,1172969 | |
| | 4 | 0,0059054 | 0,0013456 | 17,34 | 14,45 | 984,38 | 2392,43 | 6914,12872 | 48398,9011 | 5677,04 | 0,1172969 | |
| | 5 | 0,0059054 | 0,0013456 | 17,34 | 14,45 | 984,38 | 2392,43 | 6914,12872 | 48398,9011 | 5677,04 | 0,1172969 | |
| | 6 | 0,0059054 | 0,0013456 | 17,34 | 14,45 | 984,38 | 2392,43 | 6914,12872 | 48398,9011 | 5677,04 | 0,1172969 | |
| | 7 | 0,0059054 | 0,0013456 | 17,34 | 14,45 | 984,38 | 2392,43 | 6914,12872 | 48398,9011 | 5677,04 | 0,1172969 | |
| 4 | 1 | 0,0059054 | 0,0013456 | 20,23 | 17,34 | 1163,36 | 2791,17 | 8066,48351 | 56465,3846 | 5447,74 | 0,0964793 | 0,675355 |
| | 2 | 0,0059054 | 0,0013456 | 20,23 | 17,34 | 1163,36 | 2791,17 | 8066,48351 | 56465,3846 | 5447,74 | 0,0964793 | |
| | 3 | 0,0059054 | 0,0013456 | 20,23 | 17,34 | 1163,36 | 2791,17 | 8066,48351 | 56465,3846 | 5447,74 | 0,0964793 | |
| | 4 | 0,0059054 | 0,0013456 | 20,23 | 17,34 | 1163,36 | 2791,17 | 8066,48351 | 56465,3846 | 5447,74 | 0,0964793 | |
| | 5 | 0,0059054 | 0,0013456 | 20,23 | 17,34 | 1163,36 | 2791,17 | 8066,48351 | 56465,3846 | 5447,74 | 0,0964793 | |
| | 6 | 0,0059054 | 0,0013456 | 20,23 | 17,34 | 1163,36 | 2791,17 | 8066,48351 | 56465,3846 | 5447,74 | 0,0964793 | |
| | 7 | 0,0059054 | 0,0013456 | 20,23 | 17,34 | 1163,36 | 2791,17 | 8066,48351 | 56465,3846 | 5447,74 | 0,0964793 | |
| 3 | 1 | 0,0059054 | 0,0013456 | 23,12 | 20,23 | 1342,34 | 3189,91 | 9218,8383 | 64531,8681 | 5137,97 | 0,0796191 | 0,55733378 |

Chapitre IV

Etude de contreventement

| | | | | | | | | | | | | |
|-------|-----|-----------|-----------|-----------|-------|---------|---------|------------|------------|------------|-----------|------------|
| | 2 | 0,0059054 | 0,0013456 | 23,12 | 20,23 | 1342,34 | 3189,91 | 9218,8383 | 64531,8681 | 5137,97 | 0,0796191 | |
| | 3 | 0,0059054 | 0,0013456 | 23,12 | 20,23 | 1342,34 | 3189,91 | 9218,8383 | 64531,8681 | 5137,97 | 0,0796191 | |
| | 4 | 0,0059054 | 0,0013456 | 23,12 | 20,23 | 1342,34 | 3189,91 | 9218,8383 | 64531,8681 | 5137,97 | 0,0796191 | |
| | 5 | 0,0059054 | 0,0013456 | 23,12 | 20,23 | 1342,34 | 3189,91 | 9218,8383 | 64531,8681 | 5137,97 | 0,0796191 | |
| | 6 | 0,0059054 | 0,0013456 | 23,12 | 20,23 | 1342,34 | 3189,91 | 9218,8383 | 64531,8681 | 5137,97 | 0,0796191 | |
| | 7 | 0,0059054 | 0,0013456 | 23,12 | 20,23 | 1342,34 | 3189,91 | 9218,8383 | 64531,8681 | 5137,97 | 0,0796191 | |
| | 2 | 1 | 0,0094593 | 0,0013456 | 26,01 | 23,12 | 1521,32 | 3450,75 | 9972,66968 | 69808,6878 | 4735,68 | |
| 2 | | 0,0094593 | 0,0013456 | 26,01 | 23,12 | 1521,32 | 3450,75 | 9972,66968 | 69808,6878 | 4735,68 | 0,067838 | |
| 3 | | 0,0094593 | 0,0013456 | 26,01 | 23,12 | 1521,32 | 3450,75 | 9972,66968 | 69808,6878 | 4735,68 | 0,067838 | |
| 4 | | 0,0094593 | 0,0013456 | 26,01 | 23,12 | 1521,32 | 3450,75 | 9972,66968 | 69808,6878 | 4735,68 | 0,067838 | |
| 5 | | 0,0094593 | 0,0013456 | 26,01 | 23,12 | 1521,32 | 3450,75 | 9972,66968 | 69808,6878 | 4735,68 | 0,067838 | |
| 6 | | 0,0094593 | 0,0013456 | 26,01 | 23,12 | 1521,32 | 3450,75 | 9972,66968 | 69808,6878 | 4735,68 | 0,067838 | |
| 7 | | 0,0094593 | 0,0013456 | 26,01 | 23,12 | 1521,32 | 3450,75 | 9972,66968 | 69808,6878 | 4735,68 | 0,067838 | |
| 1 | 1 | 0,0094593 | 0,0013456 | 28,9 | 26,01 | 1700,29 | 3865,44 | 11171,1282 | 78197,8973 | 4228,79 | 0,0540781 | 0,37854637 |
| | 2 | 0,0094593 | 0,0013456 | 28,9 | 26,01 | 1700,29 | 3865,44 | 11171,1282 | 78197,8973 | 4228,79 | 0,0540781 | |
| | 3 | 0,0094593 | 0,0013456 | 28,9 | 26,01 | 1700,29 | 3865,44 | 11171,1282 | 78197,8973 | 4228,79 | 0,0540781 | |
| | 5 | 0,0094593 | 0,0013456 | 28,9 | 26,01 | 1700,29 | 3865,44 | 11171,1282 | 78197,8973 | 4228,79 | 0,0540781 | |
| | 6 | 0,0094593 | 0,0013456 | 28,9 | 26,01 | 1700,29 | 3865,44 | 11171,1282 | 78197,8973 | 4228,79 | 0,0540781 | |
| | 7 | 0,0094593 | 0,0013456 | 28,9 | 26,01 | 1700,29 | 3865,44 | 11171,1282 | 78197,8973 | 4228,79 | 0,0540781 | |
| | RDC | 1 | 0,0070096 | 0,0013456 | 32,8 | 28,9 | 1910,55 | 4471,14 | 17437,463 | 122062,241 | 3505,23 | |
| 2 | | 0,0070096 | 0,0013456 | 32,8 | 28,9 | 1910,55 | 4471,14 | 17437,463 | 122062,241 | 3505,23 | 0,0287167 | |
| 3 | | 0,0070096 | 0,0013456 | 32,8 | 28,9 | 1910,55 | 4471,14 | 17437,463 | 122062,241 | 3505,23 | 0,0287167 | |
| 4 | | 0,0070096 | 0,0013456 | 32,8 | 28,9 | 1910,55 | 4471,14 | 17437,463 | 122062,241 | 3505,23 | 0,0287167 | |
| 5 | | 0,0070096 | 0,0013456 | 32,8 | 28,9 | 1910,55 | 4471,14 | 17437,463 | 122062,241 | 3505,23 | 0,0287167 | |
| 6 | | 0,0070096 | 0,0013456 | 32,8 | 28,9 | 1910,55 | 4471,14 | 17437,463 | 122062,241 | 3505,23 | 0,0287167 | |
| 7 | | 0,0070096 | 0,0013456 | 32,8 | 28,9 | 1910,55 | 4471,14 | 17437,463 | 122062,241 | 3505,23 | 0,0287167 | |
| s-sol | 1 | 0,006075 | 0,0013456 | 37,3 | 32,8 | 2170,65 | 1725,92 | 7766,64 | 54366,48 | 2225,00 | 0,040926 | 0,28648167 |

| | | | | | | | | | | | | |
|--|---|----------|-----------|------|------|---------|---------|---------|----------|---------|------------------|--------------|
| | 2 | 0,006075 | 0,0013456 | 37,3 | 32,8 | 2170,65 | 1725,92 | 7766,64 | 54366,48 | 2225,00 | 0,040926 | |
| | 3 | 0,006075 | 0,0013456 | 37,3 | 32,8 | 2170,65 | 1725,92 | 7766,64 | 54366,48 | 2225,00 | 0,040926 | |
| | 4 | 0,006075 | 0,0013456 | 37,3 | 32,8 | 2170,65 | 1725,92 | 7766,64 | 54366,48 | 2225,00 | 0,040926 | |
| | 5 | 0,006075 | 0,0013456 | 37,3 | 32,8 | 2170,65 | 1725,92 | 7766,64 | 54366,48 | 2225,00 | 0,040926 | |
| | 6 | 0,006075 | 0,0013456 | 37,3 | 32,8 | 2170,65 | 1725,92 | 7766,64 | 54366,48 | 2225,00 | 0,040926 | |
| | 7 | 0,006075 | 0,0013456 | 37,3 | 32,8 | 2170,65 | 1725,92 | 7766,64 | 54366,48 | 2225,00 | 0,040926 | |
| | | | | | | | | | | | Σ Inertie | 18,05 |
| | | | | | | | | | | | La moyenne | 1,50 |

Tableau IV.9 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

• Inerties fictives des portiques transversal :

| | Raideur et moments | | | | | Rotations et déplacements | | | | Flèche | inerties fictives | |
|--------|--------------------|-----------------|-----------------|-------|-----------|---------------------------|-----------|-------------|-------------------------|---------|-------------------|-----------------|
| Niveau | portique | ΣK_{pn} | ΣK_{tn} | M_n | M_{n+1} | $E\theta_n$ | $E\psi_n$ | $E\Delta_n$ | $D_n = \Sigma \Delta_n$ | $E f_n$ | I_{en} | ΣI_{en} |
| 10 | A_B | 0,00342 | 0,00360436 | 2,89 | 0 | 33,41 | 137,24 | 396,612989 | 1586,45196 | 6039,11 | 3,8067 | 15,23 |
| | B_C | 0,00342 | 0,00360436 | 2,89 | 0 | 33,41 | 137,24 | 396,612989 | 1586,45196 | 6039,11 | 3,8067 | |
| | C_D | 0,00342 | 0,00360436 | 2,89 | 0 | 33,41 | 137,24 | 396,612989 | 1586,45196 | 6039,11 | 3,8067 | |
| | D_E | 0,00342 | 0,00360436 | 2,89 | 0 | 33,41 | 137,24 | 396,612989 | 1586,45196 | 6039,11 | 3,8067 | |
| 9 | A_B | 0,00342 | 0,00360436 | 5,78 | 2,89 | 100,23 | 408,11 | 1179,42954 | 4717,71816 | 6031,06 | 1,2783 | 5,11 |
| | B_C | 0,00342 | 0,00360436 | 5,78 | 2,89 | 100,23 | 408,11 | 1179,42954 | 4717,71816 | 6031,06 | 1,2783 | |
| | C_D | 0,00342 | 0,00360436 | 5,78 | 2,89 | 100,23 | 408,11 | 1179,42954 | 4717,71816 | 6031,06 | 1,2783 | |
| | D_E | 0,00342 | 0,00360436 | 5,78 | 2,89 | 100,23 | 408,11 | 1179,42954 | 4717,71816 | 6031,06 | 1,2783 | |
| 8 | A_B | 0,00342 | 0,00360436 | 8,67 | 5,78 | 167,04 | 612,16 | 1769,14431 | 7076,57723 | 6002,90 | 0,8483 | 3,3931093 |
| | B_C | 0,00342 | 0,00360436 | 8,67 | 5,78 | 167,04 | 612,16 | 1769,14431 | 7076,57723 | 6002,90 | 0,8483 | |
| | C_D | 0,00342 | 0,00360436 | 8,67 | 5,78 | 167,04 | 612,16 | 1769,14431 | 7076,57723 | 6002,90 | 0,8483 | |
| | D_E | 0,00342 | 0,00360436 | 8,67 | 5,78 | 167,04 | 612,16 | 1769,14431 | 7076,57723 | 6002,90 | 0,8483 | |
| 7 | A_B | 0,00342 | 0,00360436 | 11,56 | 8,67 | 233,86 | 816,21 | 2358,85908 | 9435,43631 | 5942,56 | 0,6298 | 2,51925181 |

Chapitre IV

Etude de contreventement

| | | | | | | | | | | | | |
|-----|-----|----------|------------|-------|-------|--------|---------|------------|------------|---------|-----------|------------|
| | B_C | 0,00342 | 0,00360436 | 11,56 | 8,67 | 233,86 | 816,21 | 2358,85908 | 9435,43631 | 5942,56 | 0,6298 | |
| | C_D | 0,00342 | 0,00360436 | 11,56 | 8,67 | 233,86 | 816,21 | 2358,85908 | 9435,43631 | 5942,56 | 0,6298 | |
| | D_E | 0,00342 | 0,00360436 | 11,56 | 8,67 | 233,86 | 816,21 | 2358,85908 | 9435,43631 | 5942,56 | 0,6298 | |
| 6 | A_B | 0,002635 | 0,00360436 | 14,45 | 11,56 | 300,68 | 1125,16 | 3251,71673 | 13006,8669 | 5837,96 | 0,4488368 | 1,79534704 |
| | B_C | 0,002635 | 0,00360436 | 14,45 | 11,56 | 300,68 | 1125,16 | 3251,71673 | 13006,8669 | 5837,96 | 0,4488368 | |
| | C_D | 0,002635 | 0,00360436 | 14,45 | 11,56 | 300,68 | 1125,16 | 3251,71673 | 13006,8669 | 5837,96 | 0,4488368 | |
| | D_E | 0,002635 | 0,00360436 | 14,45 | 11,56 | 300,68 | 1125,16 | 3251,71673 | 13006,8669 | 5837,96 | 0,4488368 | |
| 5 | A_B | 0,002635 | 0,00360436 | 17,34 | 14,45 | 367,49 | 1350,19 | 3902,06007 | 15608,2403 | 5677,04 | 0,3637207 | 1,45488278 |
| | B_C | 0,002635 | 0,00360436 | 17,34 | 14,45 | 367,49 | 1350,19 | 3902,06007 | 15608,2403 | 5677,04 | 0,3637207 | |
| | C_D | 0,002635 | 0,00360436 | 17,34 | 14,45 | 367,49 | 1350,19 | 3902,06007 | 15608,2403 | 5677,04 | 0,3637207 | |
| | D_E | 0,002635 | 0,00360436 | 17,34 | 14,45 | 367,49 | 1350,19 | 3902,06007 | 15608,2403 | 5677,04 | 0,3637207 | |
| 4 | A_B | 0,002635 | 0,00360436 | 20,23 | 17,34 | 434,31 | 1575,23 | 4552,40342 | 18209,6137 | 5447,74 | 0,2991683 | 1,19667338 |
| | B_C | 0,002635 | 0,00360436 | 20,23 | 17,34 | 434,31 | 1575,23 | 4552,40342 | 18209,6137 | 5447,74 | 0,2991683 | |
| | C_D | 0,002635 | 0,00360436 | 20,23 | 17,34 | 434,31 | 1575,23 | 4552,40342 | 18209,6137 | 5447,74 | 0,2991683 | |
| | D_E | 0,002635 | 0,00360436 | 20,23 | 17,34 | 434,31 | 1575,23 | 4552,40342 | 18209,6137 | 5447,74 | 0,2991683 | |
| 3 | A_B | 0,002635 | 0,00360436 | 23,12 | 20,23 | 501,13 | 1800,26 | 5202,74677 | 20810,9871 | 5137,97 | 0,2468874 | 0,98754951 |
| | B_C | 0,002635 | 0,00360436 | 23,12 | 20,23 | 501,13 | 1800,26 | 5202,74677 | 20810,9871 | 5137,97 | 0,2468874 | |
| | C_D | 0,002635 | 0,00360436 | 23,12 | 20,23 | 501,13 | 1800,26 | 5202,74677 | 20810,9871 | 5137,97 | 0,2468874 | |
| | D_E | 0,002635 | 0,00360436 | 23,12 | 20,23 | 501,13 | 1800,26 | 5202,74677 | 20810,9871 | 5137,97 | 0,2468874 | |
| 2 | A_B | 0,002635 | 0,00360436 | 26,01 | 23,12 | 567,95 | 2025,29 | 5853,09011 | 23412,3604 | 4735,68 | 0,2022726 | 0,95015138 |
| | B_C | 0,002635 | 0,00360436 | 26,01 | 23,12 | 567,95 | 2025,29 | 5853,09011 | 23412,3604 | 4735,68 | 0,2022726 | |
| | C_D | 0,002635 | 0,00360436 | 26,01 | 23,12 | 567,95 | 2025,29 | 5853,09011 | 23412,3604 | 4735,68 | 0,2022726 | |
| | D_E | 0,002635 | 0,00360436 | 26,01 | 23,12 | 567,95 | 1724,61 | 4984,1321 | 19936,5284 | 4735,68 | 0,2375378 | |
| 1 | A_B | 0,002635 | 0,00360436 | 28,9 | 26,01 | 634,76 | 2262,00 | 6537,17616 | 26148,7046 | 4228,79 | 0,1617208 | 0,7460528 |
| | B_C | 0,002635 | 0,00360436 | 28,9 | 26,01 | 634,76 | 2262,00 | 6537,17616 | 26148,7046 | 4228,79 | 0,1617208 | |
| | C_D | 0,002635 | 0,00360436 | 28,9 | 26,01 | 634,76 | 2262,00 | 6537,17616 | 26148,7046 | 4228,79 | 0,1617208 | |
| | D_E | 0,002635 | 0,00360436 | 28,9 | | 334,09 | 1961,32 | 5668,21814 | 22672,8726 | 4228,79 | 0,1865132 | |
| RDC | A_B | 0,002635 | 0,00360436 | 32,8 | 28,9 | 713,26 | 2560,94 | 9987,6498 | 39950,5992 | 3505,23 | 0,0877391 | 0,35095644 |
| | B_C | 0,002635 | 0,00360436 | 32,8 | 28,9 | 713,26 | 2560,94 | 9987,6498 | 39950,5992 | 3505,23 | 0,0877391 | |

| | | | | | | | | | | | | |
|-------|-----|----------|------------|------|------|--------|---------|------------|------------|---------|-------------------|--------------|
| | C_D | 0,002635 | 0,00360436 | 32,8 | 28,9 | 713,26 | 2560,94 | 9987,6498 | 39950,5992 | 3505,23 | 0,0877391 | |
| | D_E | 0,002635 | 0,00360436 | 32,8 | 28,9 | 713,26 | 2560,94 | 9987,6498 | 39950,5992 | 3505,23 | 0,0877391 | |
| s-sol | A_B | 0,002635 | 0,00360436 | 37,3 | 32,8 | 810,36 | 1725,92 | 7766,62345 | 31066,498 | 2225,00 | 0,0716206 | 0,24846526 |
| | B_C | 0,002635 | 0,00360436 | 37,3 | 32,8 | 810,36 | #REF! | #REF! | #REF! | 2225,00 | #REF! | |
| | C_D | 0,002635 | 0,00360436 | 37,3 | 32,8 | 810,36 | 1989,99 | 8954,97434 | 35819,8974 | 2225,00 | 0,0621163 | |
| | D_E | 0,002635 | 0,00360436 | 37,3 | 32,8 | 810,36 | 1989,99 | 8954,97434 | 35819,8974 | 2225,00 | 0,0621163 | |
| | | | | | | | | | | | ∑Inertie | 33,94 |
| | | | | | | | | | | | La moyenne | 2,82 |

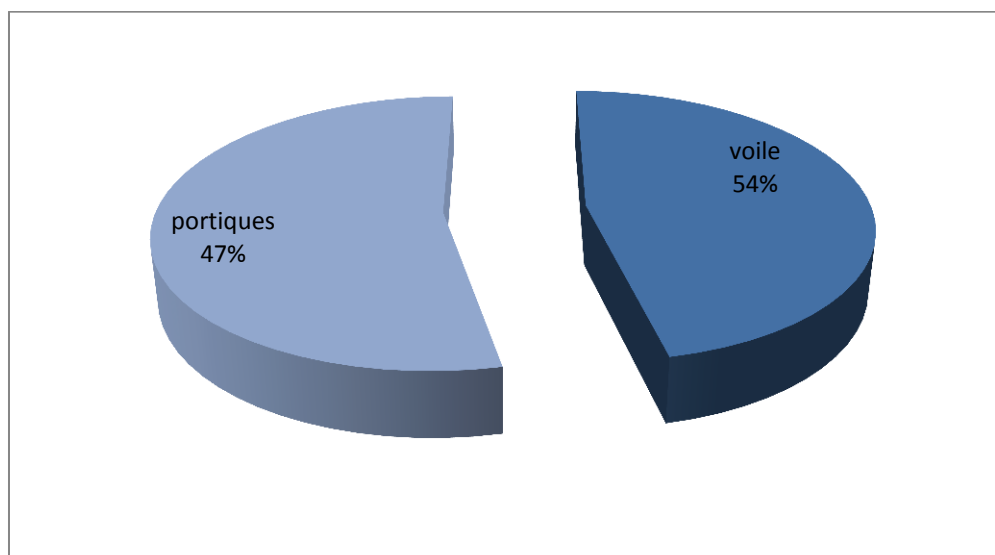
Tableau IV.10 : *Inerties fictives des portiques transversaux.*

IV.6.: Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

- Sens longitudinal:

| | Inertie (m ⁴) | Pourcentage(%) |
|------------------|---------------------------|----------------|
| Portiques | 1,50 | 46,58 |
| Voiles | 1,72 | 53,41 |
| Portiques+Voiles | 3,22 | 100 |

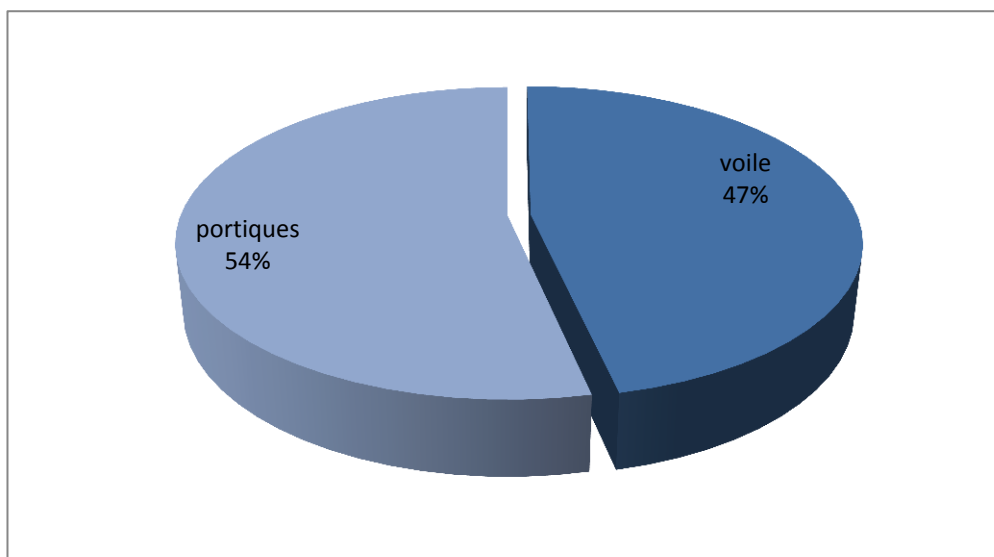
Tableau IV.14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal



- Sens transversal :

| | Inertie (m ⁴) | Pourcentage(%) |
|------------------|---------------------------|----------------|
| Portiques | 2,83 | 53,70 |
| Voiles | 2,44 | 46,30 |
| Portiques+Voiles | 5.27 | 100 |

Tableau IV.13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal



IV.6 : Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher : $G = 5,24 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale : $G_t = 5.24 + 1.5 = 6,74 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau $S_p = 3.5 \times 3.8 = 13,3 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :
 $S_t = L_x \times L_y = (24.90 \times 17,25) = 429,525 \text{ m}^2$
- La charge verticale totale du plancher :
 $Ch_{.v \ t \ plancher} = S_t \times G_t = 429,525 \times 6,74 = 2894,99 \text{ KN}$

- La charge vertical totale d'un panneau :

$$Ch_{v \text{ t panneau}} = Sp \times G_t = 13.3 \times 6.74 = 89.64 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile : $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{v \text{ t panneau}}}{2} = \frac{89,64}{2} = 44.82 \text{ KN}$

- La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 7 = 44,82 \times 7 = 313,74 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} Ch_{v \text{ t plancher}} = 2894,99 \text{ KN} \longrightarrow 100 \% \\ Ch_{tr \text{ voiles}} = 313,74 \text{ KN} \longrightarrow X \end{array} \right\} X = \frac{313,74 \times 100}{2894,99} = 10,83 \%$$

Conclusion :

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les portiques et les voiles. Dans ce cas notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à 5, (R=5).

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la 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.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.2. Description de logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

V.3. Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File :fichier

Copy :copier

Move :déplacer

Save :enregistrer

Save as :enregistrer sous

Add :ajouter

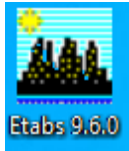
Delete :supprimer

Story :étage

Height :hauteur

V.4. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

Il ya plusieurs versions de L'ETABS, dans notre travail on va utiliser la Version **9.6.0**

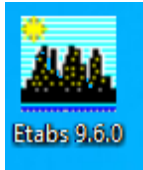
**V.5. Etapes de modélisation :**

1. Introduction de la géométrie du modèle
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Définition de la charge dynamique E.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).
9. L'analyse dynamique.
10. Visualisation des résultats.

V.5.1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS :

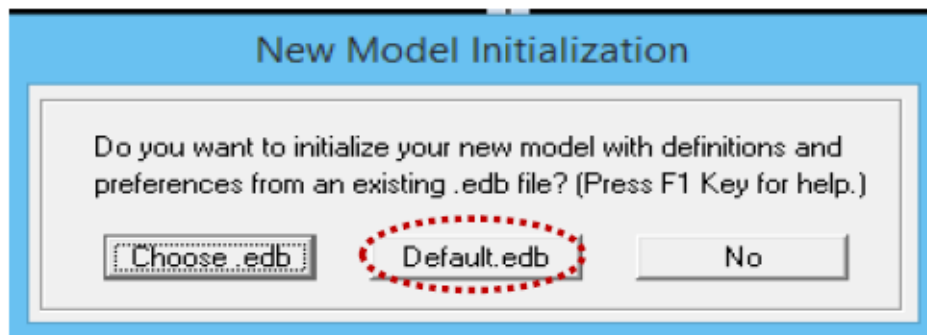


a) **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **Ton-m** comme unités de base pour les forces et déplacements .

b) **Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.

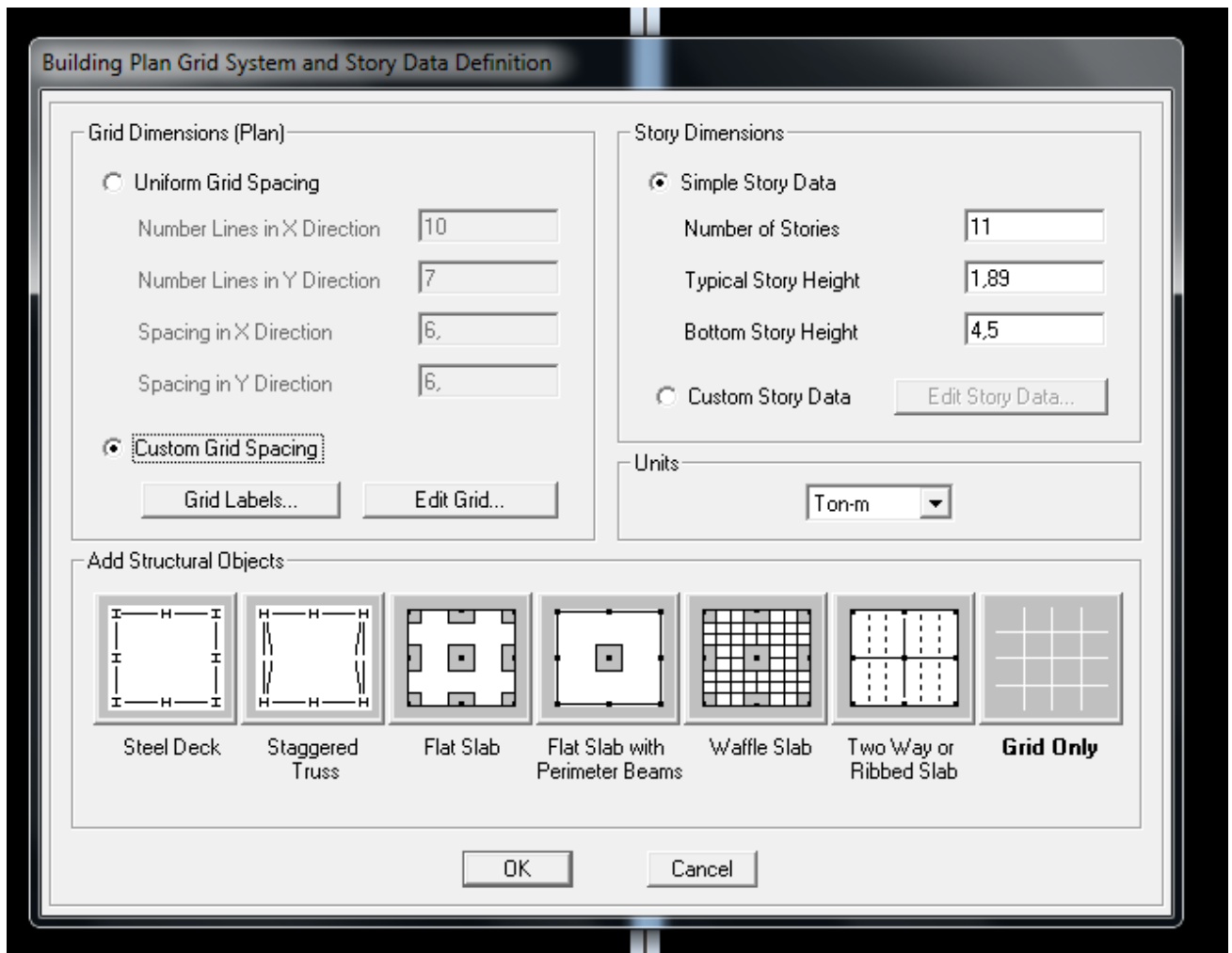


Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de lignes dans la direction X → Numberlines in X direction
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Numberlines in Y direction
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of baysalong Y
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction
- Hauteur d'étage → story height ;
- Le nombre d'étage → Numder of stories ;
- La hauteur d'étage courant → typical story hight ;
- La hauteur d'étage en bas → bottom story hight.

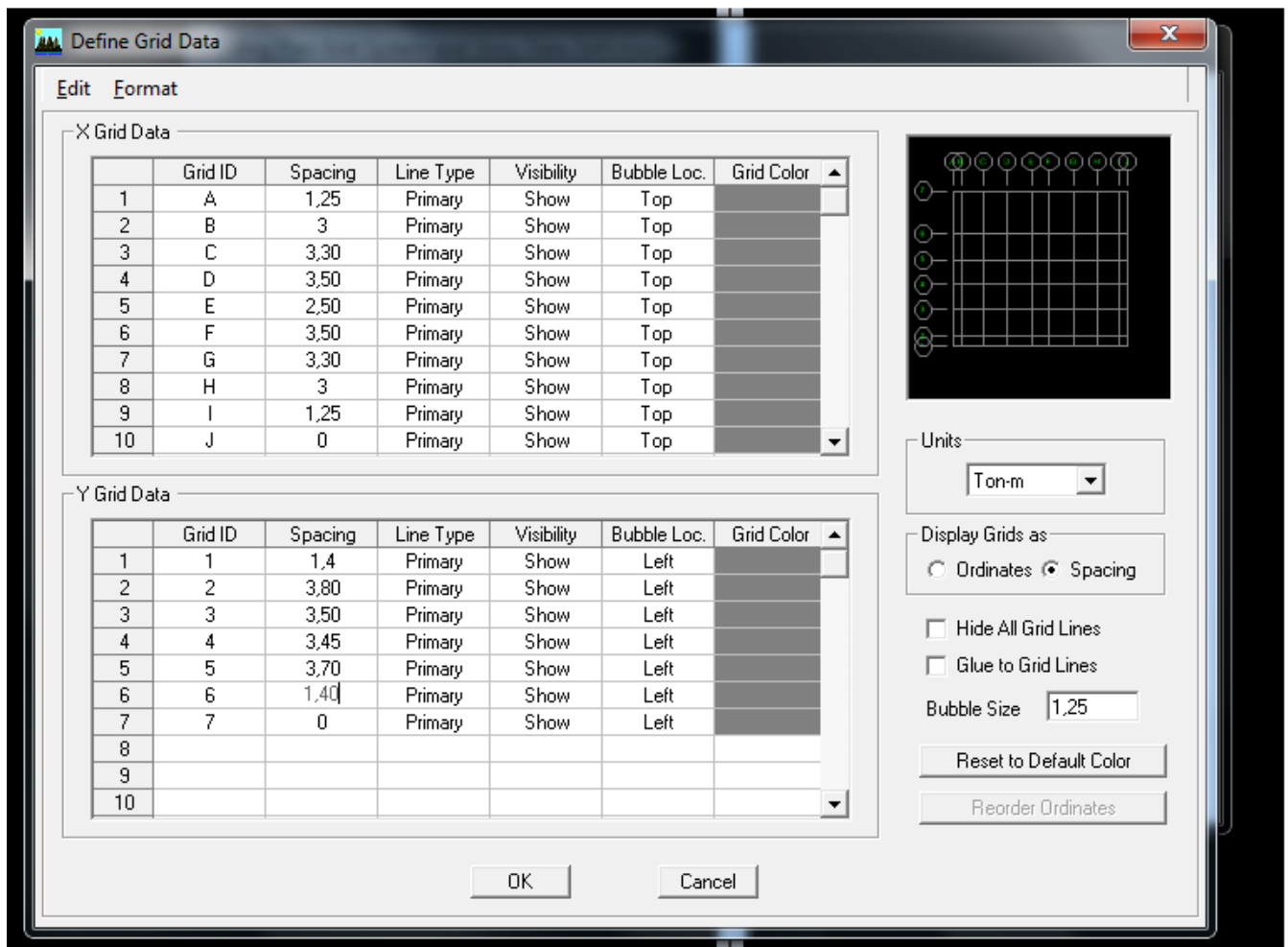
NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

**Modification de la géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs de trames et des hauteurs d'étage :

On clique sur le bouton droit de la souris. Puis on introduit les distances cumulées puis on clique sur ok.



Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Story Data

| | Label | Height | Elevation | Master Story | Similar To | Splice Point | Splice Height |
|----|---------|--------|-----------|--------------|------------|--------------|---------------|
| 12 | STORY11 | 1,89 | 23,4 | Yes | | No | 0, |
| 11 | STORY10 | 1,89 | 21,51 | No | STORY11 | No | 0, |
| 10 | STORY9 | 1,89 | 19,62 | No | STORY11 | No | 0, |
| 9 | STORY8 | 1,89 | 17,73 | No | STORY11 | No | 0, |
| 8 | STORY7 | 1,89 | 15,84 | No | STORY11 | No | 0, |
| 7 | STORY6 | 1,89 | 13,95 | No | STORY11 | No | 0, |
| 6 | STORY5 | 1,89 | 12,06 | No | STORY11 | No | 0, |
| 5 | STORY4 | 1,89 | 10,17 | No | STORY11 | No | 0, |
| 4 | STORY3 | 1,89 | 8,28 | No | STORY11 | No | 0, |
| 3 | STORY2 | 3,90 | 6,39 | No | STORY11 | No | 0, |
| 2 | STORY1 | 4,5 | 4,5 | No | STORY11 | No | 0, |
| 1 | BASE | | 0, | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

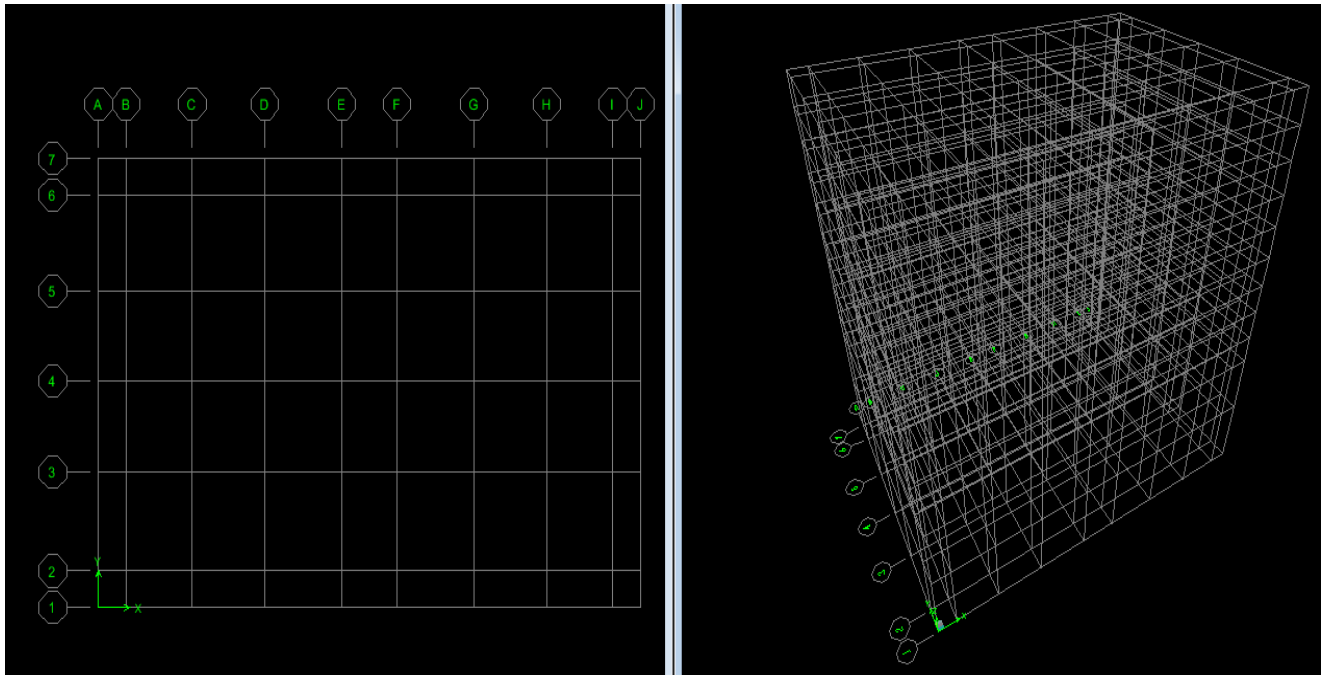
Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



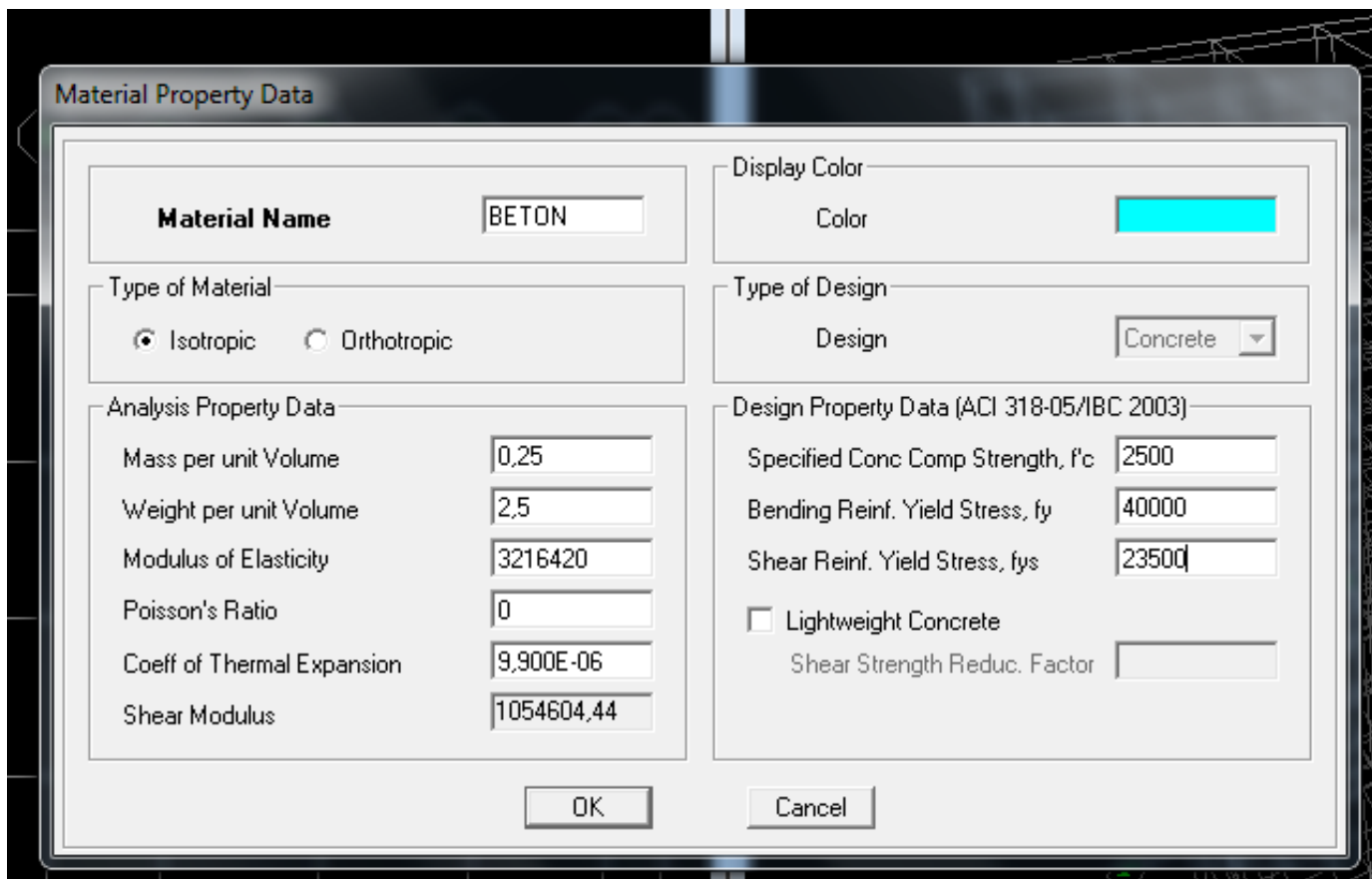
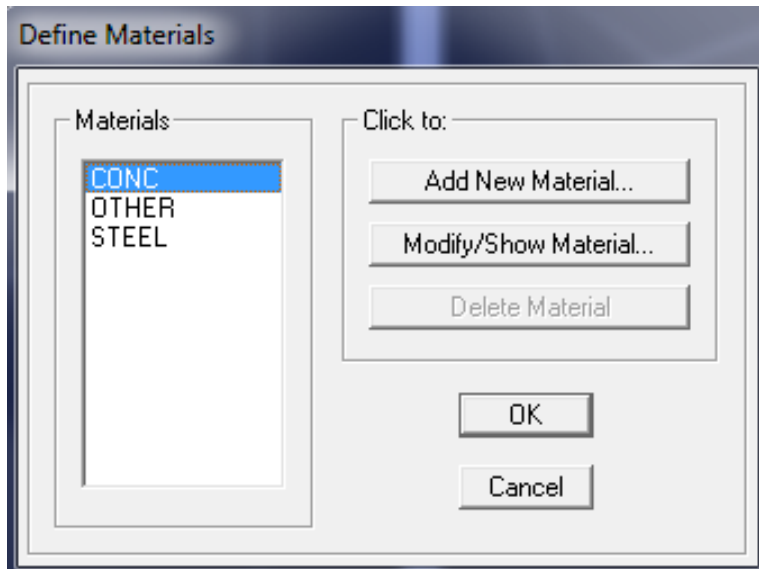
V.5.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur  **Define Material Properties** ou bien 

On sélectionne le matériau **CONC.**

Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



V.5.3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

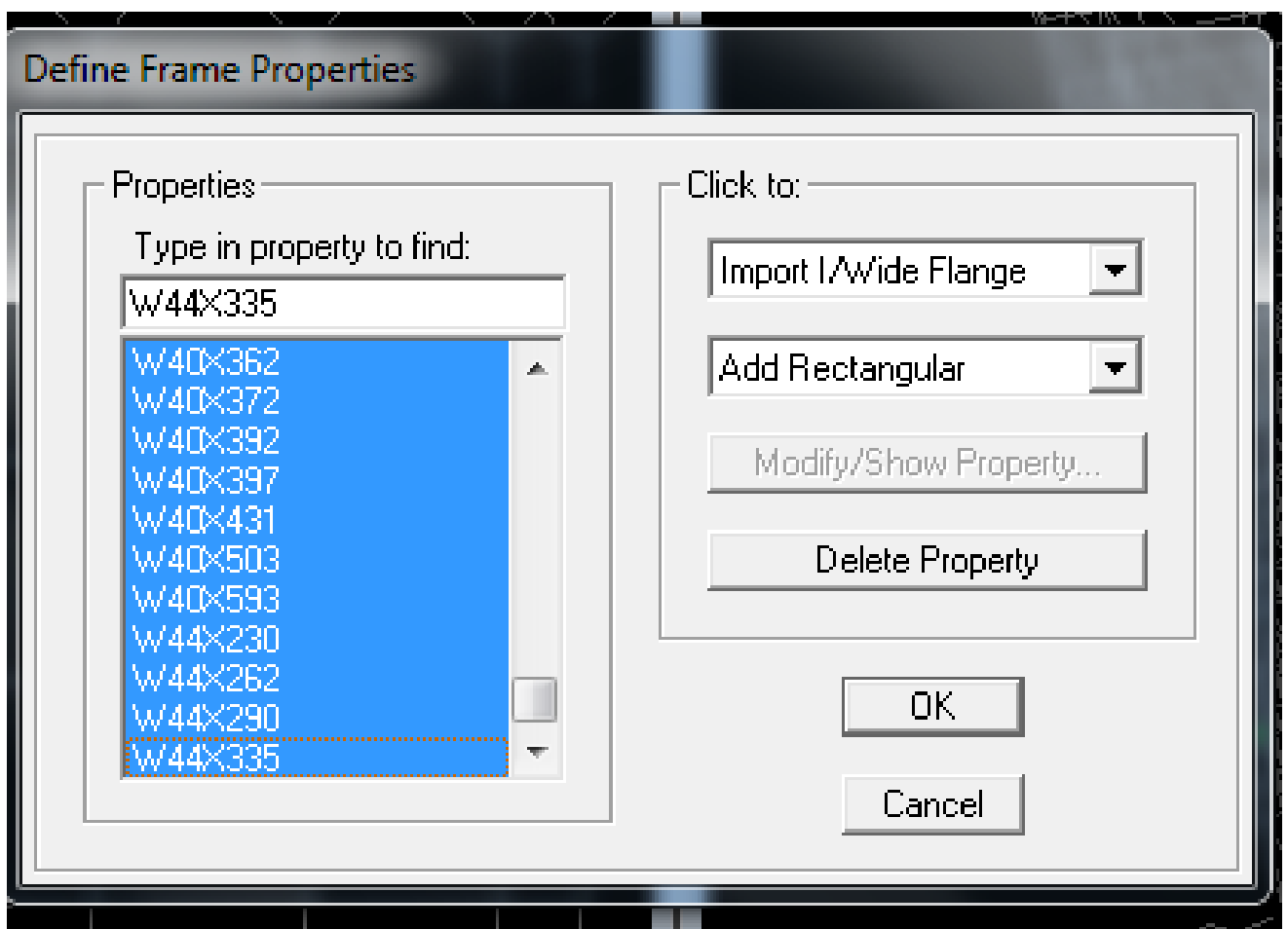
•Définition des différents éléments:

a) Les éléments barres (poteaux,poutres) :

Nous choisissons le menu **Define**→**Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties**→ on sélection tout →**deleteproperty**

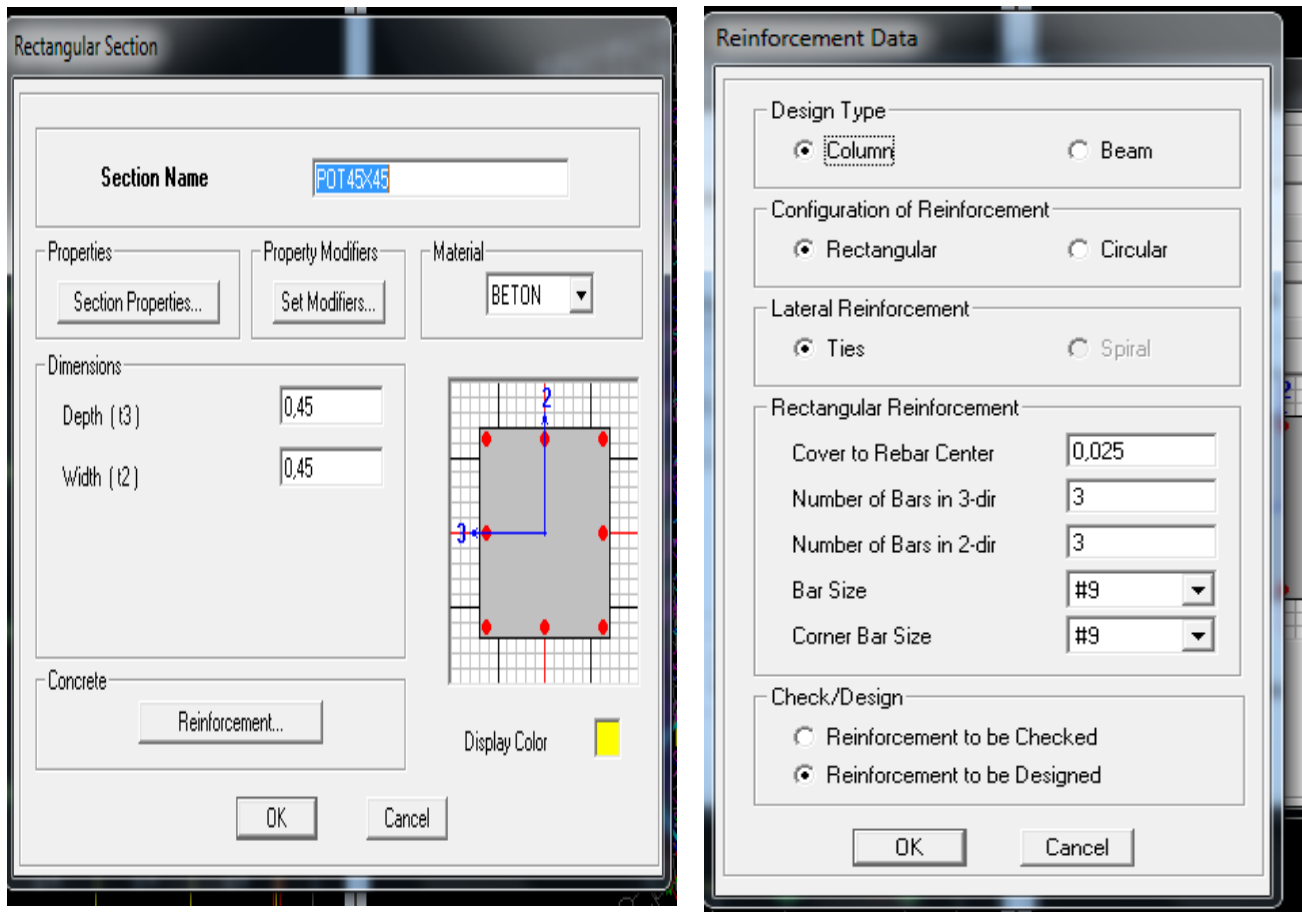
Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections. »



- Les poteaux :On clique sur **Reinforcement**→ une fenetrierienforcement s'ouvre →coucher **column**.

Exemple :

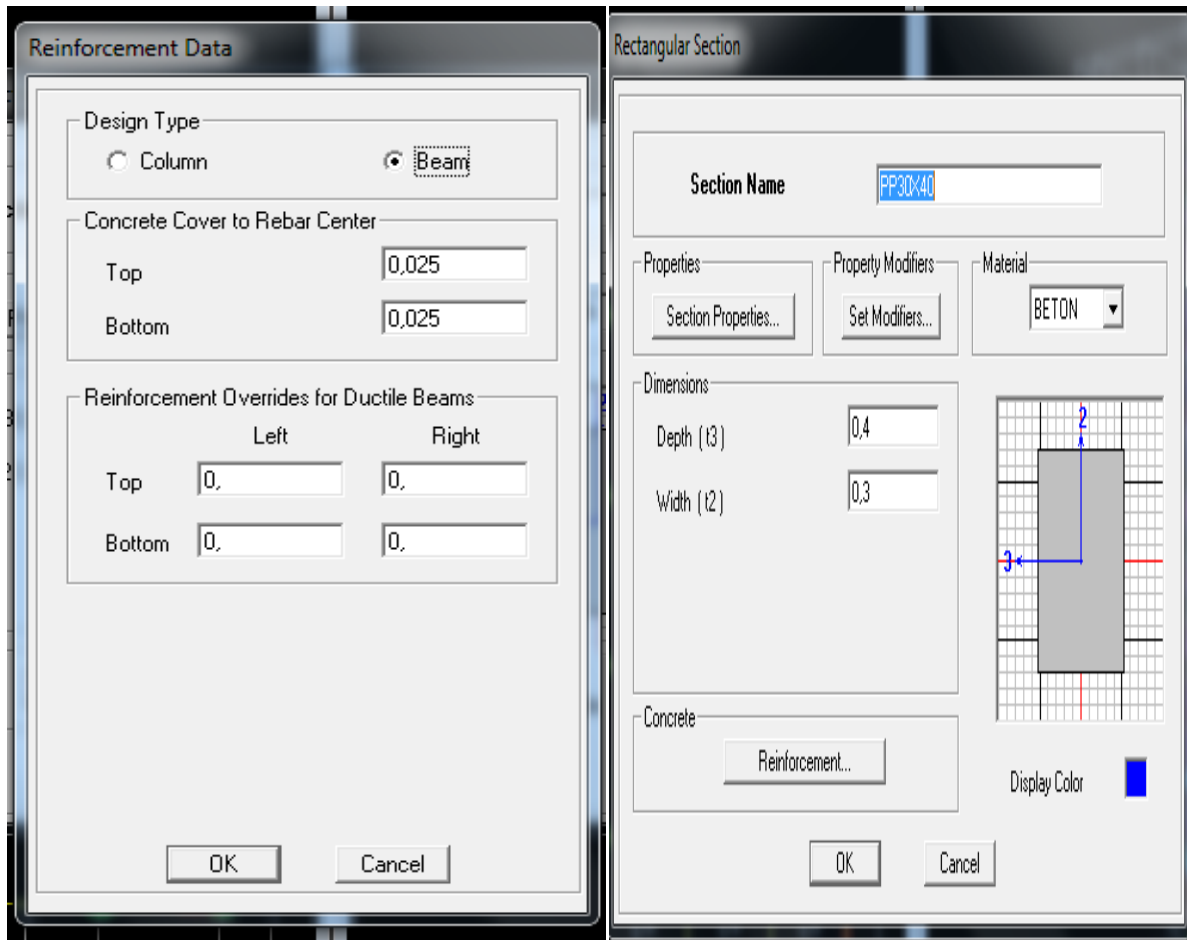
Définir les caractéristiques géométriques du poteau (45 x45).



- **Les poutres :** On clique sur **Reinforcement** → une fenêtrerienforcement s'ouvre →coucher

Beam.**Exemple :**

Définir les caractéristiques géométriques de la poutre principale (30x40).




b) Les éléments plaques (voiles et dalles pleines) :

On distingue trois types des éléments plaques qui sont :

Element Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections sont définies par l'épaisseur.

Elementmembran: il est utilisé pour les éléments minces.

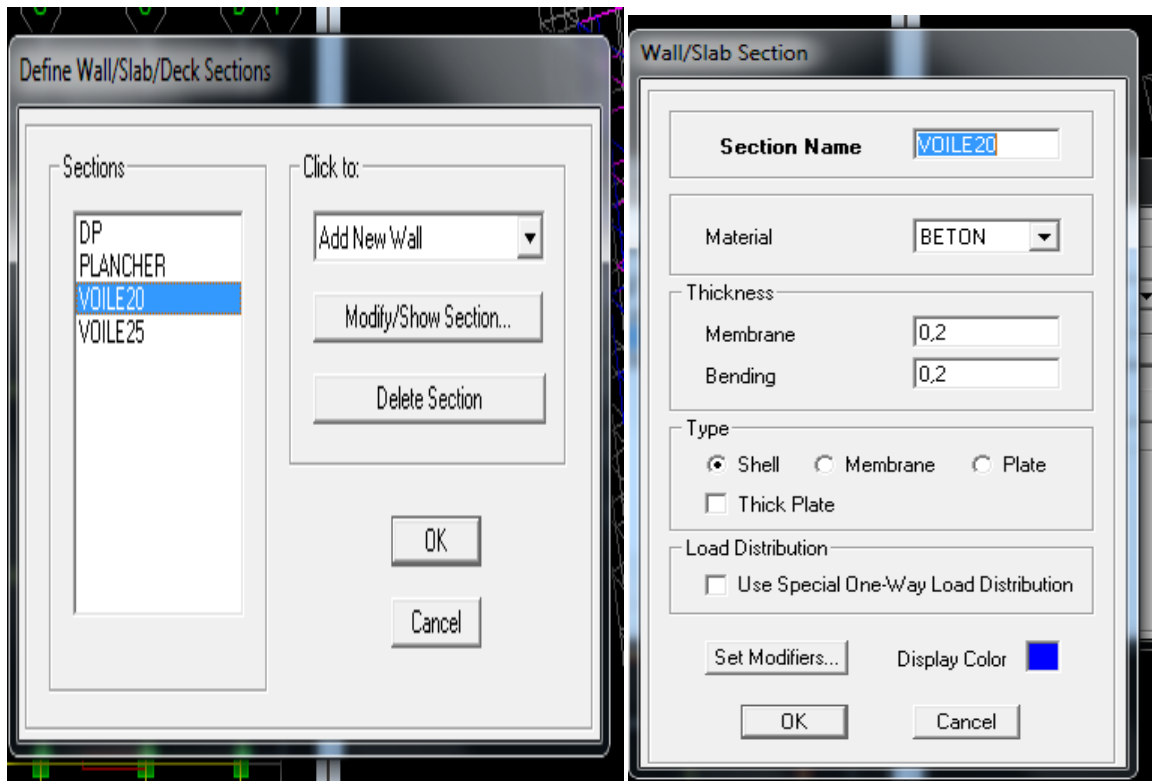
Element plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

- **Voiles** : On choisit le menu **Define** → **wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties** → on sélection tout → **deleteproperty**

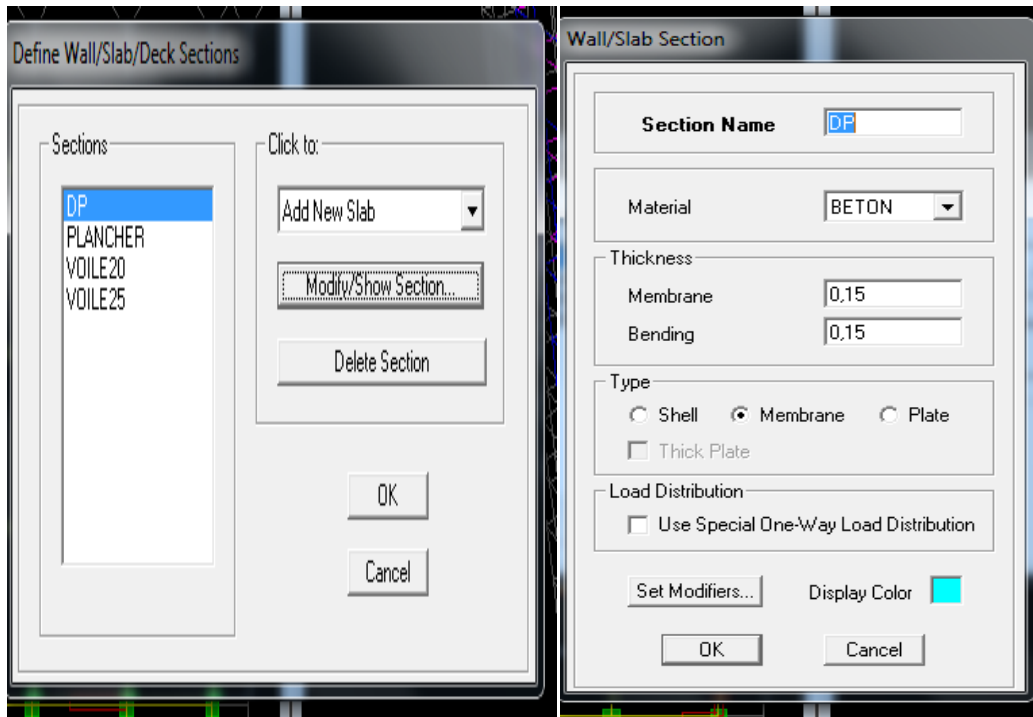
Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections »

on clique sur **Add new wallet** on spécifie le nom et l'épaisseur.



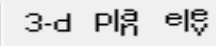
- **Dalles pleines** : **Define** → **wall/ slab/ deck sections**, ou bien on clique sur 

on clique sur **Add new slabet** on spécifie le nom



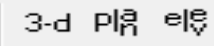
c) Affectation des sections aux différents éléments des portiques :

❖ Pour les poteaux :

Il faut se mettre sur la vue en élévation dans la barre d'outils cliquer sur 

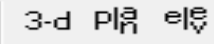
Draw → **draw line objects** → **Createlines in region or at clicks (plan, elev , 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object** ne choisir le nom de la section ex : pot40x40 au dessous de la fenêtre d'ETABS **one story** cliquer sur les points de poteau pour les dessiner.

❖ Pour les poutres :

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw → **draw line objects** → **createlines in region or at clicks (plan , elev , 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object** ne choisir le nom de la section ex : PP 30×40 au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur les points des poutres pour les dessiner.

❖ **Pour les voiles :**

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw→**draw Area objects**→**create walls in region or at clicks (plan)** ou bien on clique sur l'icône

( ou bien ) mais il faut se mettre en élévation .

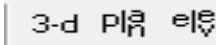
✓ **Pour dessiner un voile par précision de sa longueur :**

Draw → **draw Area objects** → **Draw walls**

(**plan**) il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object none** choisir le nom de la section : voile

→ **Drawing Control FixedLength « l »** on donne sa longueur

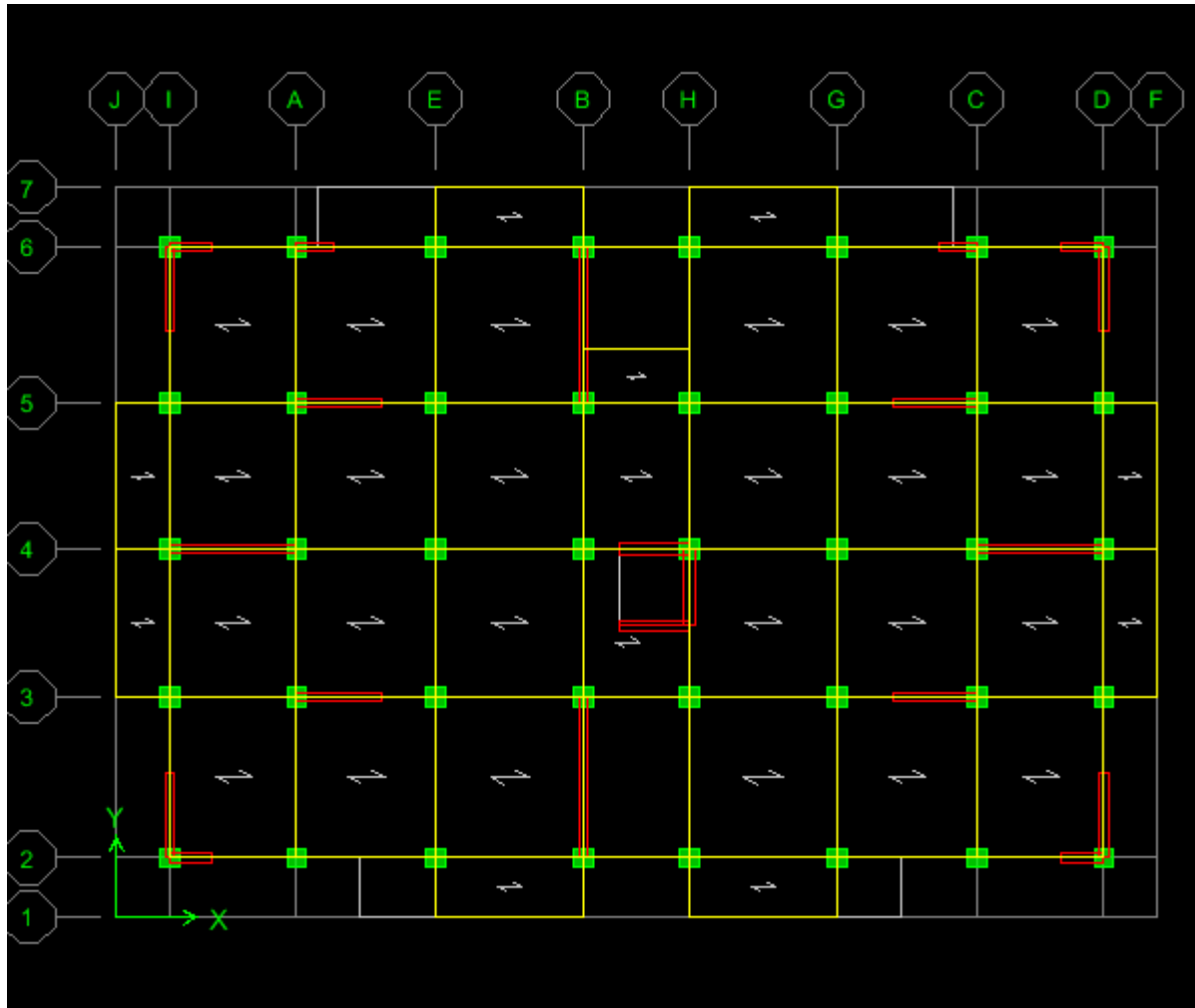
❖ **Les dalles pleines :**

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw → **Draw Area Objects** → **Draw Rectangular Area** ou bien → **Create Areas At Clicks**

ou bien → **Draw Area (plan, elev , 3D)**

Il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object none** choisir le nom de la section **dalle pleine** .



V.5.4. Quatrième étape :

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

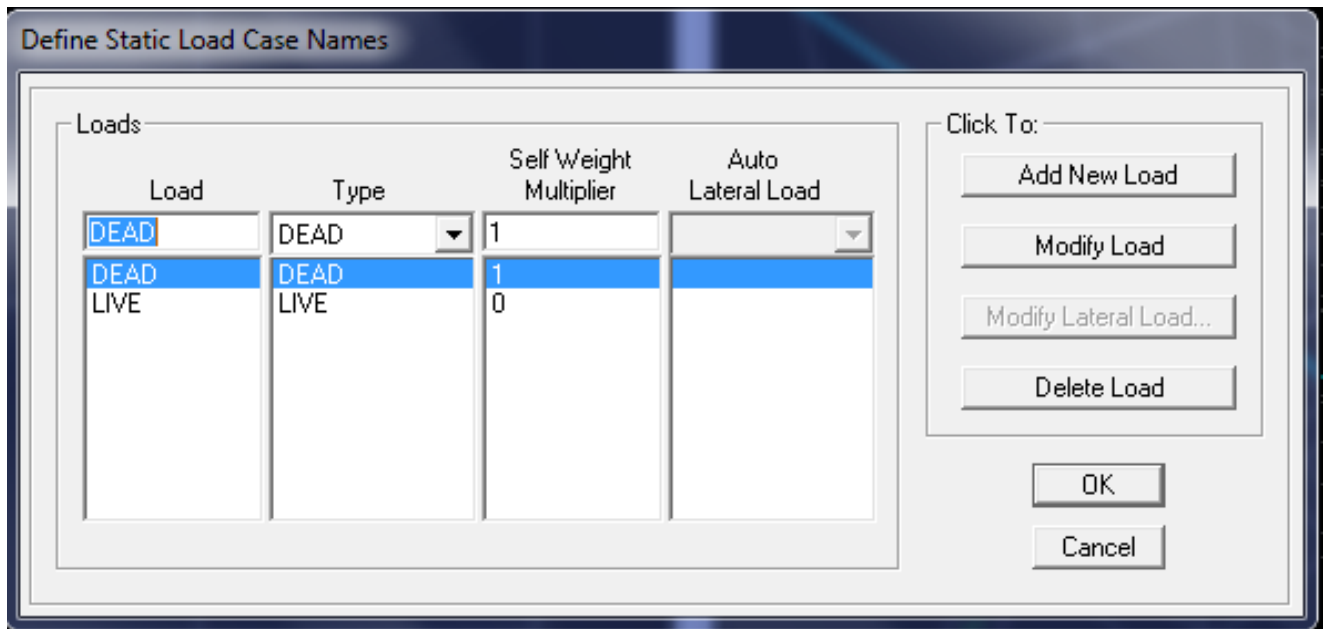
a) Définitions des charges :

Define⇒staticload cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige(SNOW).

Remarque :

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

**b) Introduction des charges :****□ □ Exemple : Pour les dalles pleines :**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels.

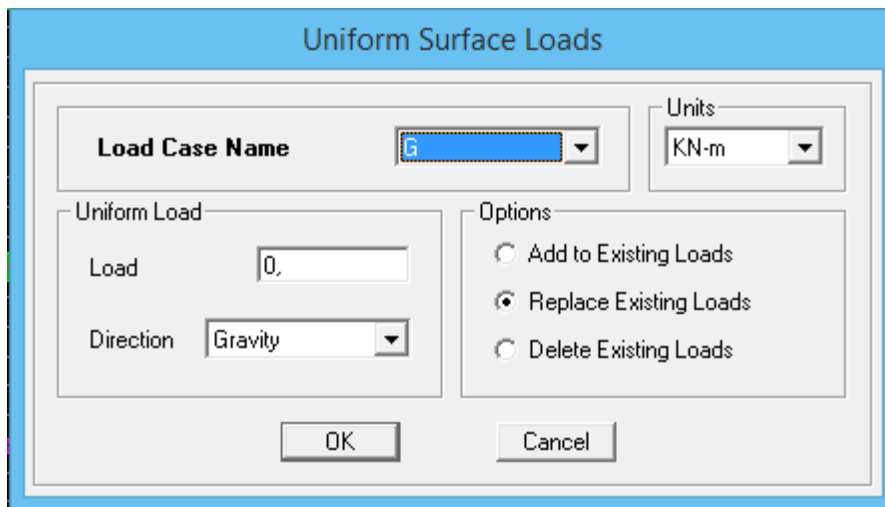
Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes

locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les

dalles pleines. Et pour les introduire :

On sélection les dalles a chargé

Assing⇒shell/area Loads⇒Uniform.Ou bien on clique sur l'icône .

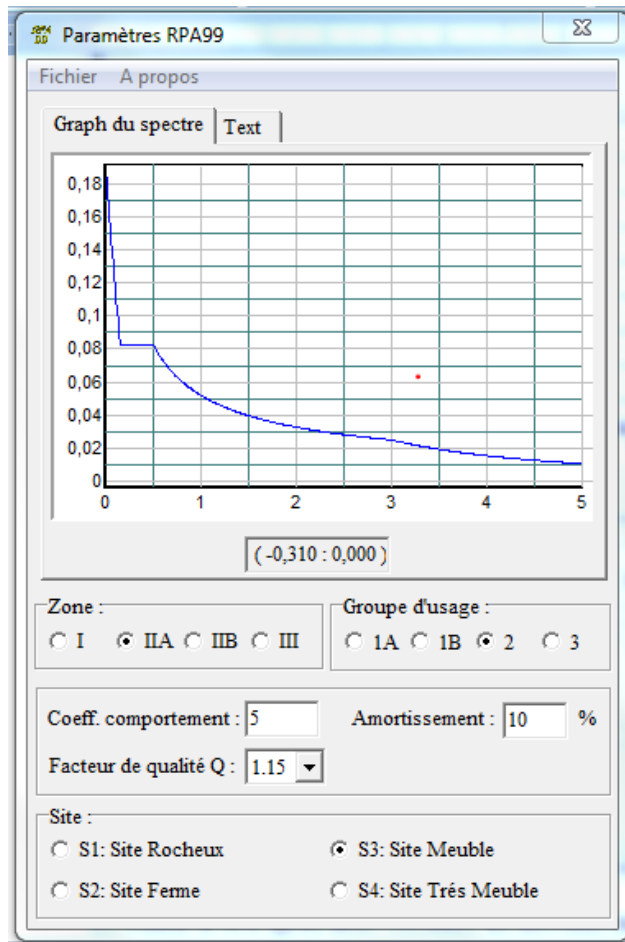


V.5.5. Cinquièmes étapes : Définition de la charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

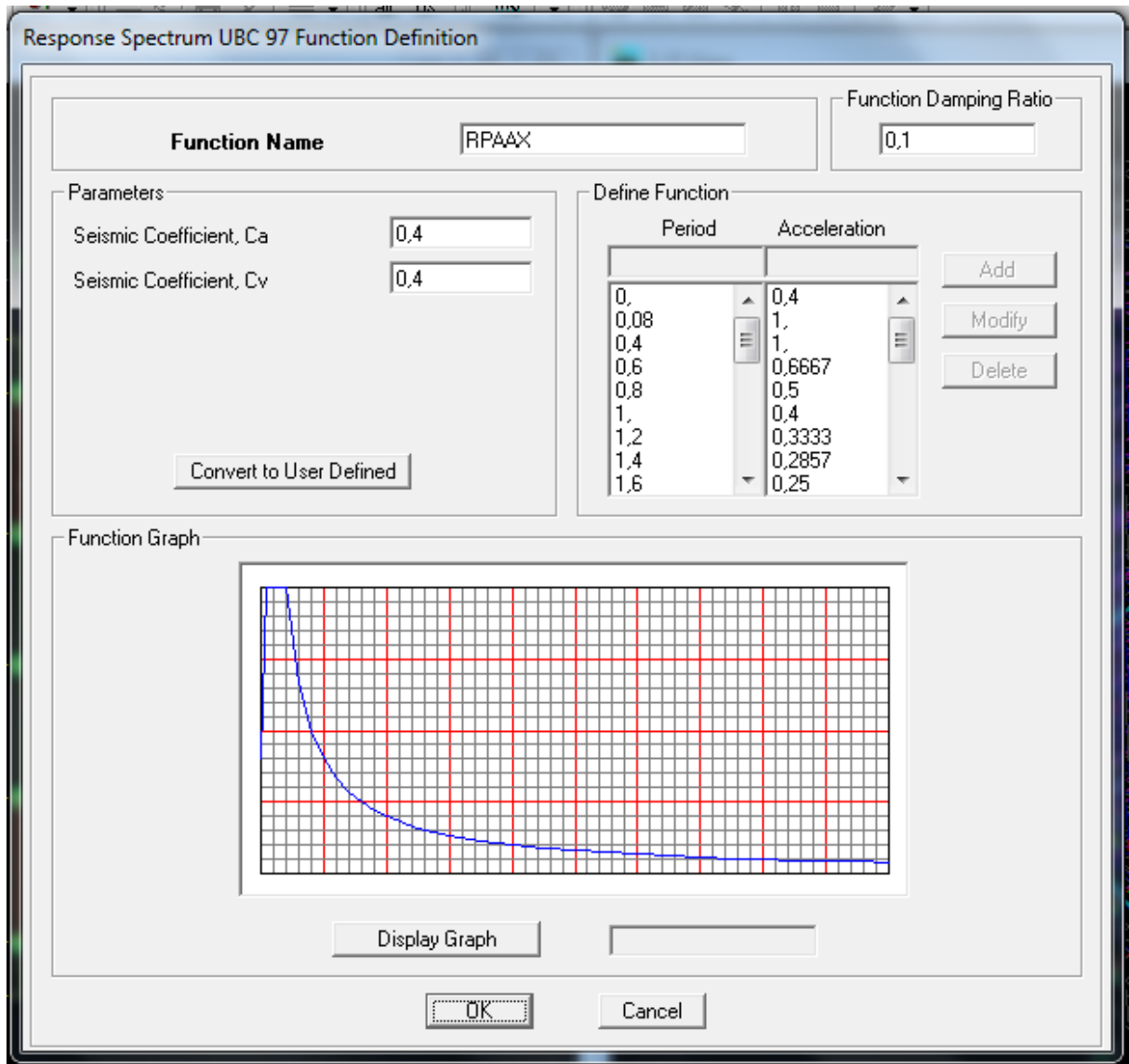
- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement : $R=5$
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**).
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+q \rightarrow Q=1.15$



On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**⇒ **Enregistrer**

pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

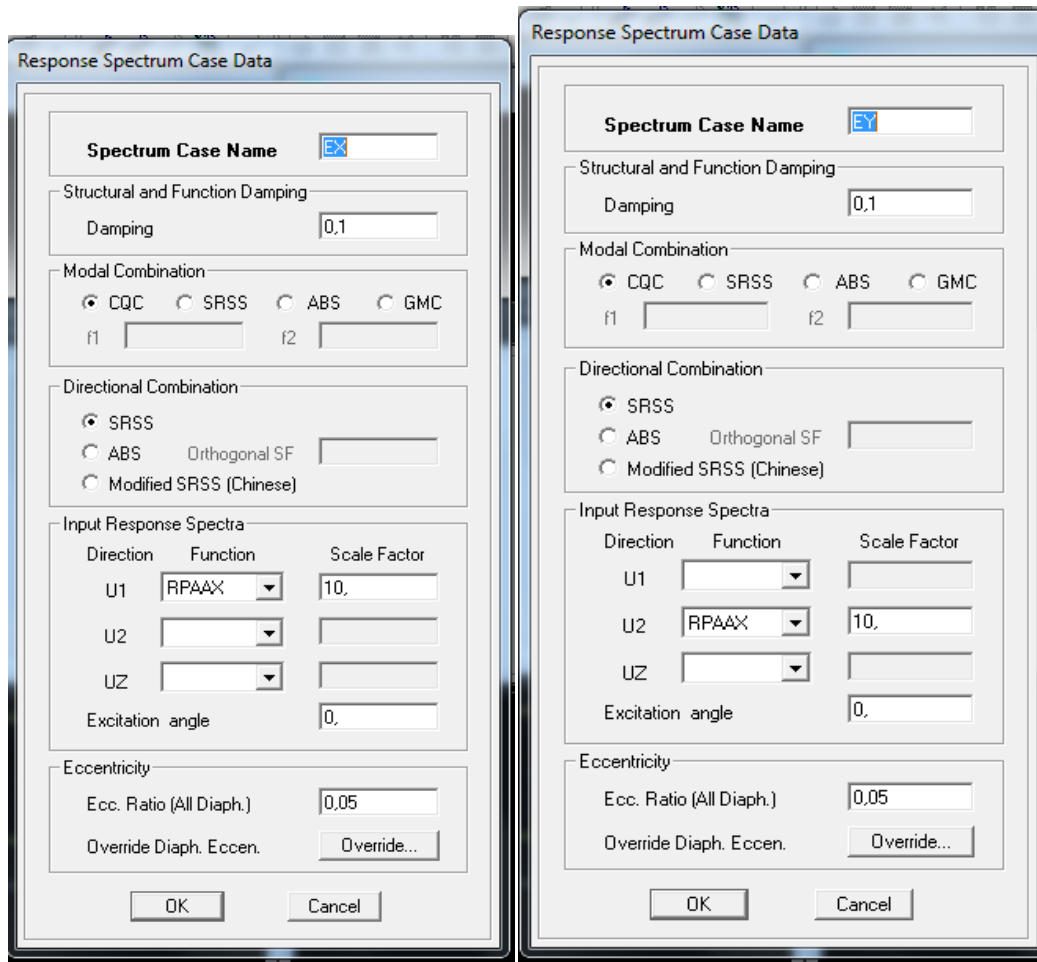
define⇒**responsespectrum**⇒**function spectre from file.**



- **Définition de la charge sismique E :**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y.

On clique sur : **Define**⇒**Response Spectrum Cases** ⇒**Add New Spectrum**.



V.5.6. Seizième étape : Introduction des combinaisons d'action :

❖ Combinaisons aux états limites :

ELU 1,35 G+1,5 Q.


ELS G+Q.

❖ Combinaisons accidentelle du RPA :

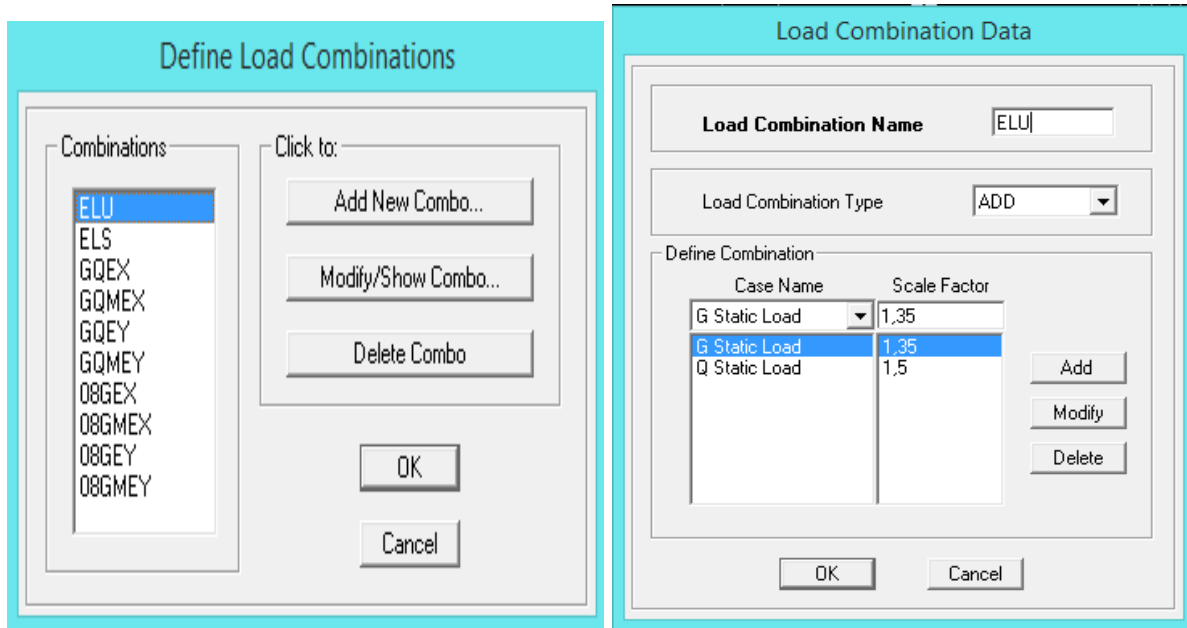
GQE : G+Q ± E.

08 GE : 0,8G ± E.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** → **Load combinations** ou

bien cliquer sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur → **Add**

New Combo, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.




V.5.7. Septième étape : Définir l'action sismique :

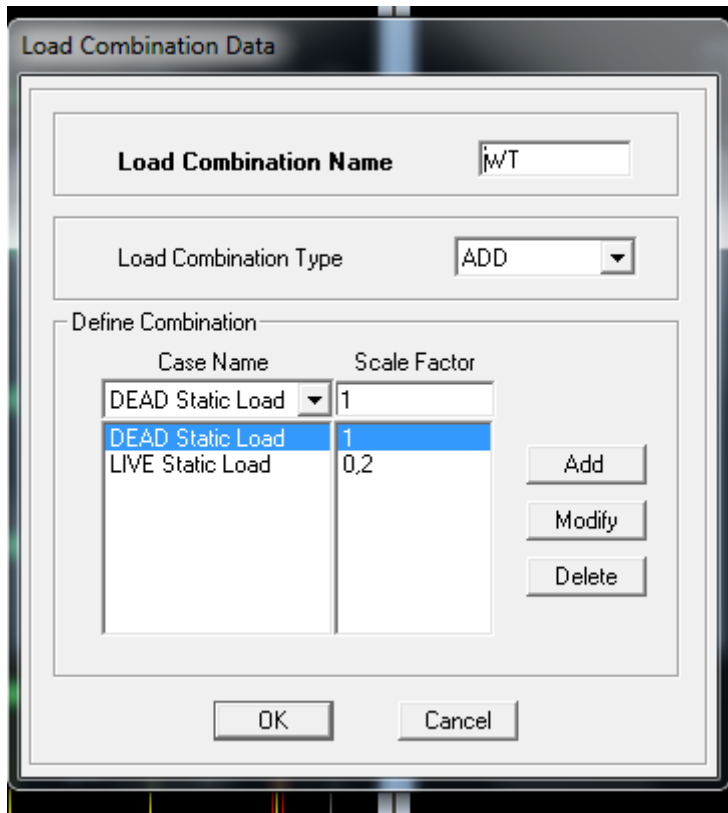
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique. Dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta=0.2$ (bâtiment d'habitation).

L'instruction à suivre :

Define \rightarrow **masse source** ou bien on clique sur cette icône 



V.5.8. Huitième étape :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

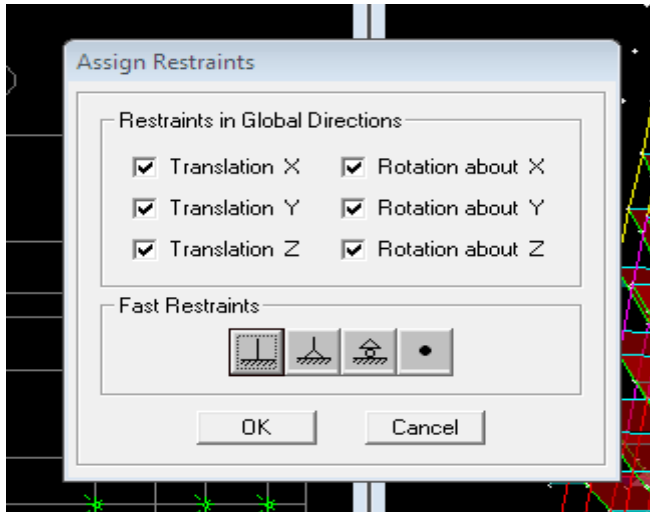
❖ Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dont le noeud est un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

Sélectionne les nœuds à la base.

Assing → **joint/ point** → **restraints**. Ou bien cliquer sur l'icône suivante





❖ Les diaphragmes :

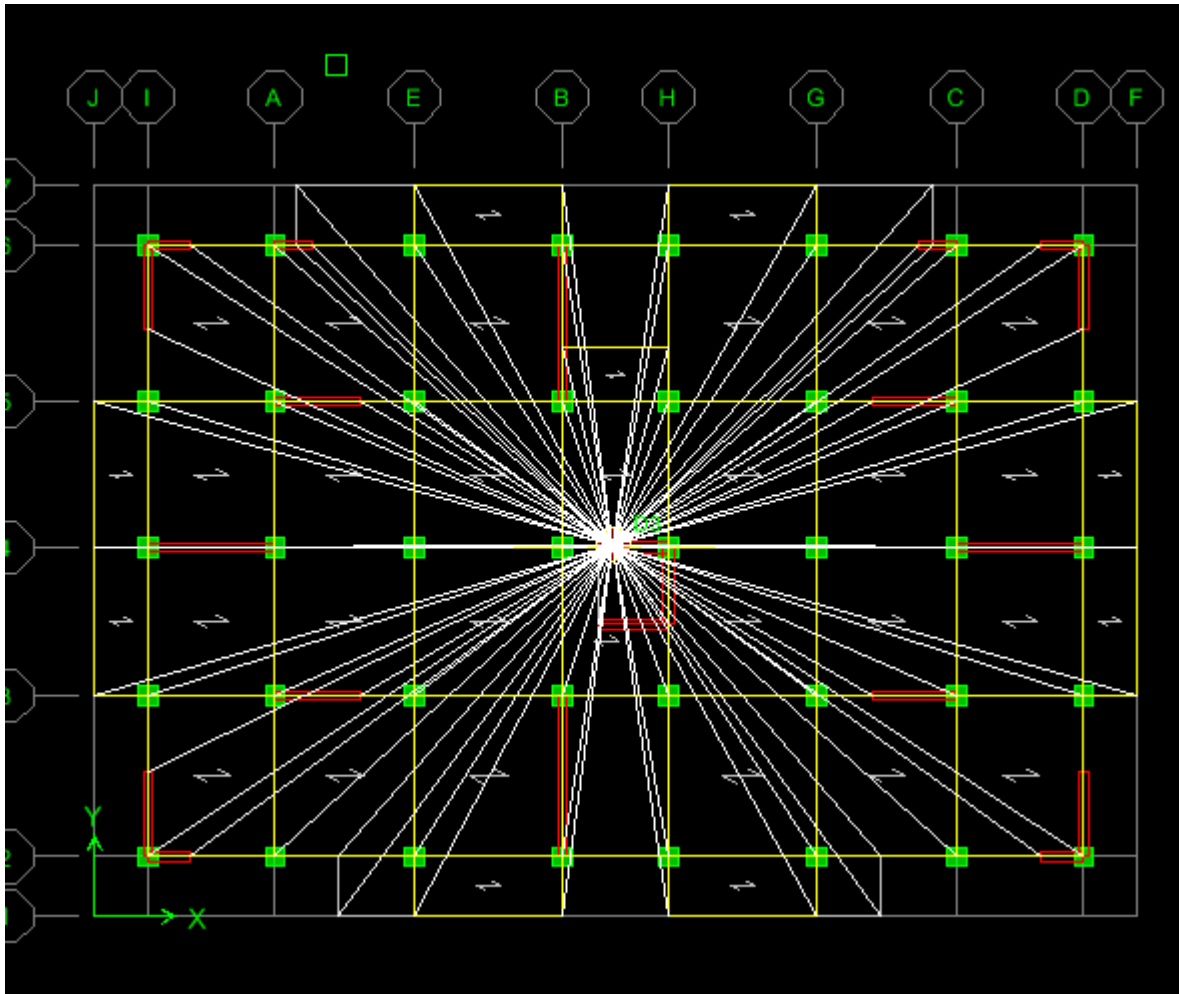
Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque Plancher

On clique sur cette icône  ou bien on procède comme suite :

Assign → **joint/ point** → **Diaphragme** □ □ **Add New Diaphragm**.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** clique sur **OK** pour valider.

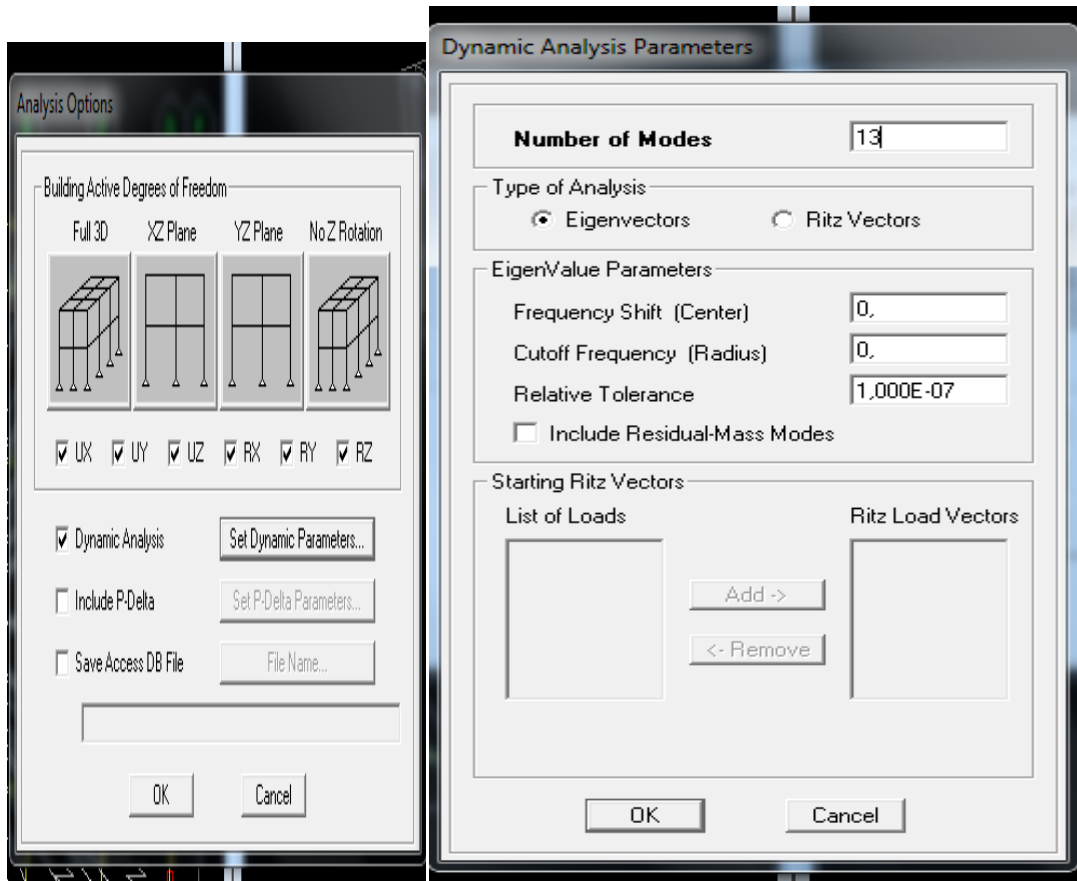
On refait la même opération pour tous les autres planchers.



V.5.9. Neuvièmes étapes : l'analyse dynamique :

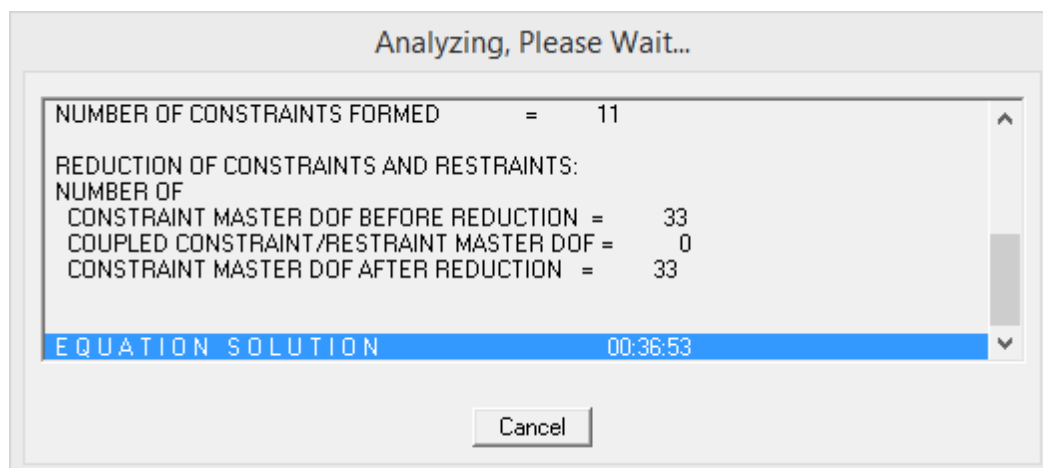
Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y'a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul de sorte à avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

Nombre de modes : Analyze → set Analysis options.



❖ **L'Analyse et la visualisation des résultats :**

Analyse ⇒ **RunAnalysis**, Ou on clique sur le Botton Fs du clavier.



V.5.10. Dixièmes étapes :

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

a) Déplacement:

Display⇒show Deformed shape 

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées

b) Visualisation des réactions :

Display ⇒show Member Force/stress Diagram⇒Support/Springs Reaction. 

c) Visualisation des modes de vibration :

Display ⇒Show Shepe.

Les déformées des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure

Appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

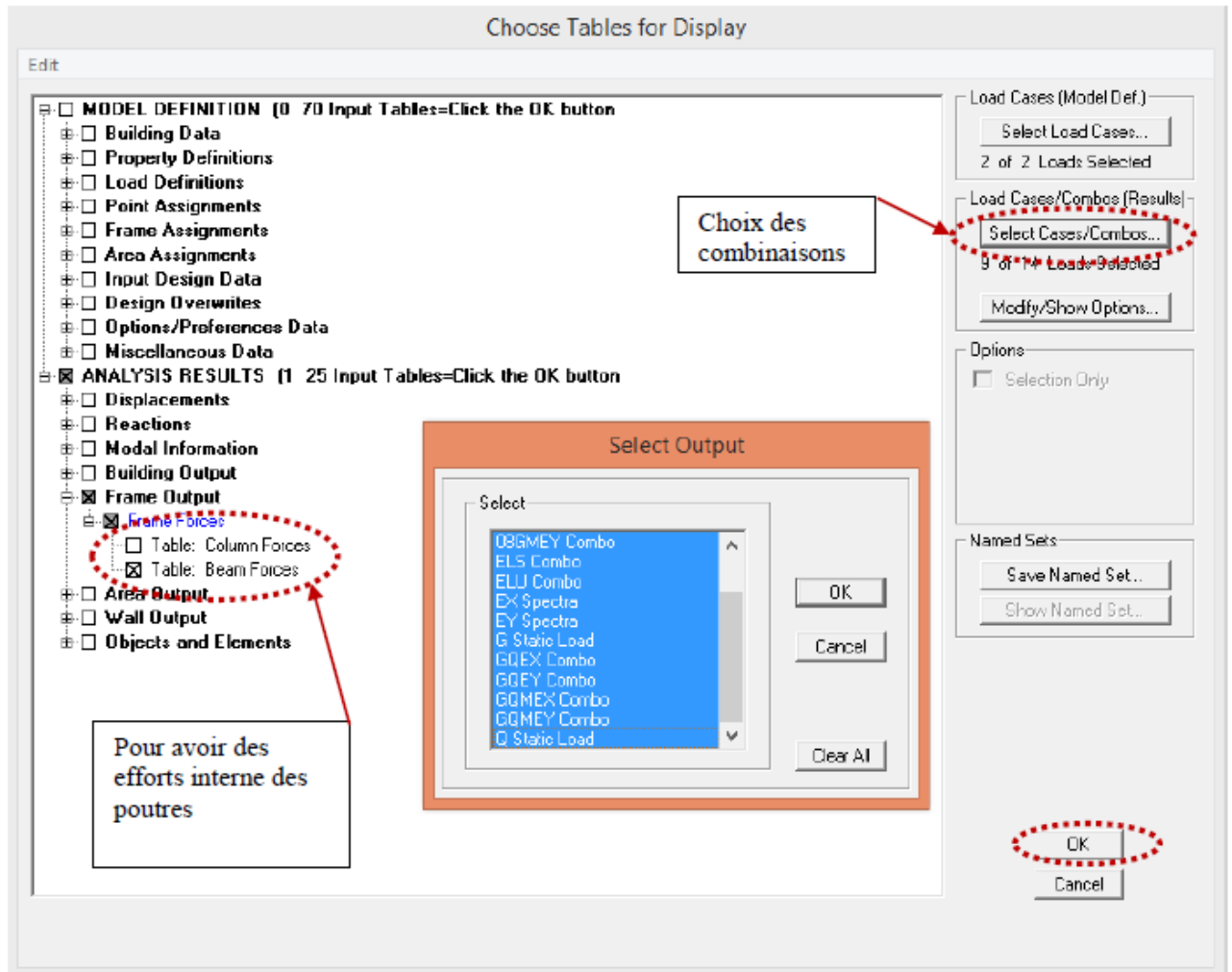
d) Résultat d'analyse :

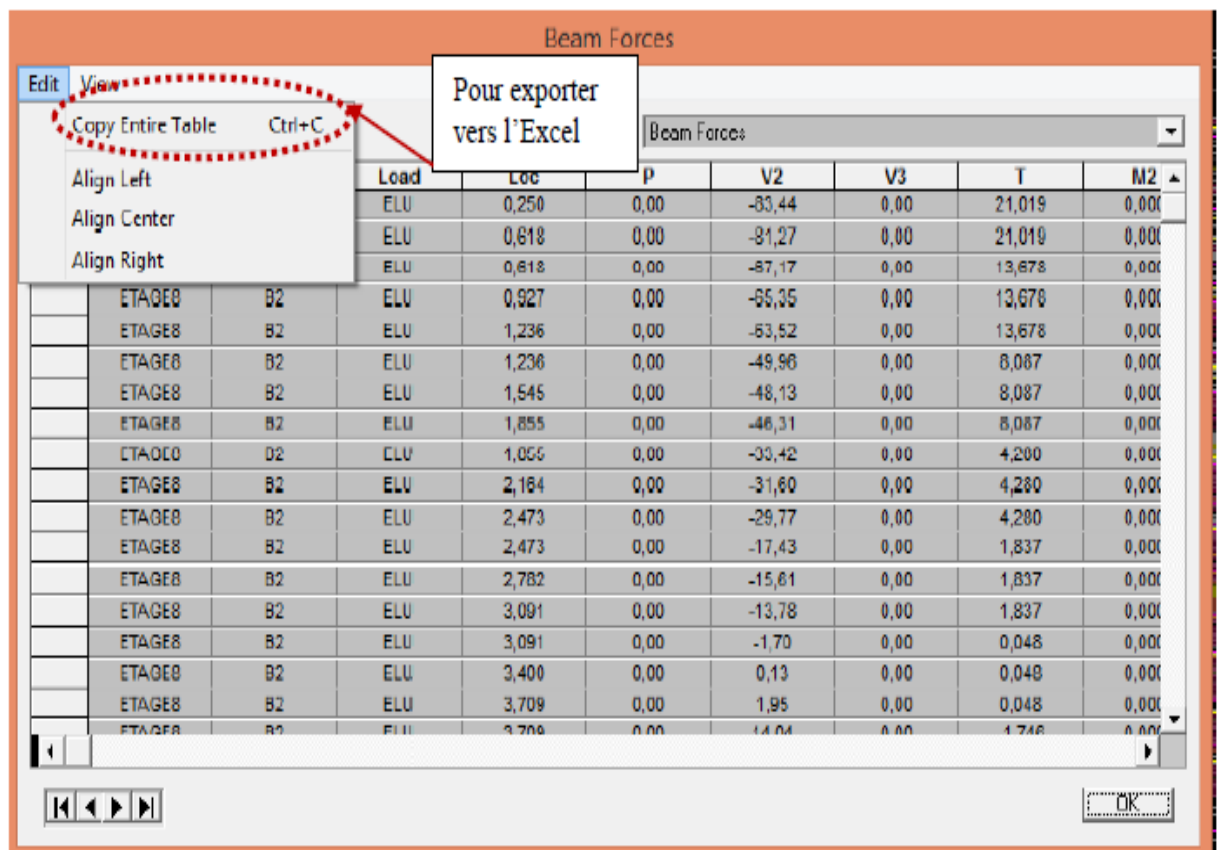
Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux,

on clique sur :

Display ⇒Show tables

❖ Les efforts internes :





❖ Efforts internes dans les éléments barres :

a) Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on click sur :

Display ⇒ Show tables

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

b) 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** on clique sur « **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 puis on coche (Déplacements). Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel , la colonne Ux correspond au sens 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** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison (**EX ou EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les

éléments du niveau considéré.

Section Cutting Line Projected Coordinates

| | X | Y |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | 30.0376 | 1.86 |
| End Point | 0.5752 | 1.1904 |

Resultant Force Location and Angle

| | X | Y | Z | Angle |
|--|---------|--------|----|---------|
| | 15.3064 | 1.5252 | 0. | 181.302 |

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|--------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 1708.0137 | 127.6405 | 8.495E-06 | 1708.0137 | 127.6405 | 8.495E-06 |
| Moment | 2847.756 | 36548.648 | 4287.6247 | 2847.756 | 36548.648 | 4287.6247 |

Close Refresh

Remarque :

En désélectionnant la case **wallon** aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

VI.1.Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passages qui provoquent une libération brutale d'énergie accumulées dans la région ou il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et on fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des construction, d'ou la nécessité de protéger les vies humaines et leurs bien matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI.2.Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques. En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99-version 2003** prévoit d'utiliser soit :

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

VI.3.Méthode statique équivalente : (RPA99-version2003/Art 4.2)

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.3.2.Conditions d'application : (RPA99-version2003/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65 \text{ m}$ pour les zones **I ; IIa ; IIb**.

$H \leq 30 \text{ m}$ pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre

les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le **RPA (ART 4.1.2)** :

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Remarque:

le bâtiment présente une zone de sismicité Zone IIa avec un groupe d'usage 2 et une hauteur totale de 37,30 m
 en remarque que la 2ème condition n'est pas satisfaite car $H=37,30 \text{ m} > 23 \text{ m}$, donc on peut pas utiliser cette méthode.

VI.4.Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99-version/Art 4.3)

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

Remarque:

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.4.1 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003 (Art 4.1.3). Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI.4.2.Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel ETAB

VI.4.3.Spectre de réponse de calcul : (RPA99-version2003/ Art 4.3.3) :

Le spectre de réponse : C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ Formule (4-4)

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

Le site :

La zone : zone IIa TIZI OUZOU. (ANNEXE 1 de RPA).

Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

❖ **Classification de l'ouvrage** : selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, dont la hauteur **H = 37.30 m < 48m**, qu'isera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à **Tizi-Ouzou (Zone IIa)**.

❖ **Classification du site** : Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site meuble S3**.

❖ **Coefficient de comportement R** :selon le RPA 99/modifié 2003 D'après la structure fonction de système de contreventement (structure mixte)→R=5

VI.5. Vérification selon les exigences du RPA :

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Vérification de La période fondamentale de la structure.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de pourcentage de participation de la masse modale.
- Vérification de de l'effort tranchant à la base.
- Justification vis-à-vis des placements.
- Vérification de déplacement maximal de la structure.
- L'effet du 2ème ordre (effet P-Δ).
- Spécification pour les poteaux.

VI.5.1.Vérification de la Période fondamentale : (RPA99-version2003/ Art 4.2.4) .**a).Calcul de la période empirique :**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

$$T_1 = 0,05 \times (37,3)^{3/4} = \mathbf{0,75 \text{ s}}$$

b). Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = \mathbf{0,98 \text{ s}}$$

c). Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK.

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX |
|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|---------|
| 1 | 0,979965 | 71,5367 | 0,0000 | 0,0000 | 71,5367 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 |
| 2 | 0,817392 | 0,0000 | 68,6464 | 0,0000 | 71,5367 | 68,6464 | 0,0000 | 98,8395 |
| 3 | 0,791314 | 0,0000 | 0,9646 | 0,0000 | 71,5465 | 69,7110 | 0,0000 | 0,9819 |
| 4 | 0,389852 | 14,8349 | 0,0000 | 0,0000 | 85,5753 | 68,7110 | 0,0000 | 0,0000 |
| 5 | 0,218922 | 0,0000 | 16,4272 | 0,0000 | 85,5754 | 85,1382 | 0,0000 | 0,7251 |
| 6 | 0,201799 | 0,0027 | 0,0067 | 0,0000 | 85,5760 | 85,1748 | 0,0000 | 0,2018 |
| 7 | 0,136285 | 5,0650 | 0,0000 | 0,0000 | 91,1830 | 85,1748 | 0,0000 | 0,0000 |
| 8 | 0,098479 | 0,0000 | 6,2823 | 0,0000 | 91,1831 | 91,4571 | 0,0000 | 0,2833 |
| 9 | 0,090549 | 0,0018 | 0,0254 | 0,0000 | 91,1846 | 91,4825 | 0,0000 | 0,0011 |
| 10 | 0,081193 | 3,1319 | 0,0000 | 0,0000 | 94,3165 | 91,4825 | 0,0000 | 0,0000 |
| 11 | 0,057585 | 0,0000 | 3,3237 | 0,0000 | 94,3165 | 94,8982 | 0,0000 | 0,0453 |
| 12 | 0,053429 | 2,8396 | 0,0000 | 0,0000 | 96,3561 | 94,8982 | 0,0000 | 0,0000 |

➤ Comparaison des résultats :

On a :

- La période calculée $T = 0,75 \text{ s}$
- La période majorée $T_{\text{maj}} = 0,98 \text{ s}$
- La période ETABS $T_{\text{etabs}} = 0,97 \text{ s}$

On remarque que : $T < T_{\text{etabs}} < T_{\text{maj}}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). \implies **La période est vérifiée.**

VI.5.2. Vérification de l'excentricité :

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique

| Etage | Masse | | Centre de masse(m) | | Centre de torsion(m) | |
|--------------|---------|---------|--------------------|-------|----------------------|-------|
| | MassX | MassY | XCM | YCM | XCR | YCR |
| S-SOL | 48,3201 | 48,3201 | 12,218 | 8,713 | 11,845 | 8,872 |
| RDC | 45,5873 | 45,5873 | 12,234 | 8,78 | 11,882 | 8,887 |
| ET1 | 46,3586 | 46,3586 | 12,243 | 8,769 | 11,921 | 8,936 |
| ET2 | 45,1798 | 45,1798 | 12,242 | 8,772 | 11,961 | 8,986 |
| ET3 | 44,2128 | 44,2128 | 12,241 | 8,775 | 11,994 | 9,037 |
| ET4 | 44,2128 | 44,2128 | 12,241 | 8,775 | 12,022 | 9,084 |
| ET5 | 44,2128 | 44,2128 | 12,241 | 8,775 | 12,047 | 9,126 |
| ET6 | 44,2128 | 44,2128 | 12,241 | 8,775 | 12,071 | 9,165 |
| ET7 | 44,2128 | 44,2128 | 12,241 | 8,775 | 12,093 | 9,2 |
| ET8 | 44,2128 | 44,2128 | 12,241 | 8,775 | 12,115 | 9,234 |
| ET9 | 44,2128 | 44,2128 | 12,241 | 8,775 | 12,136 | 9,267 |
| ET10 | 41,6652 | 41,6652 | 12,273 | 8,683 | 12,154 | 9,299 |

Tableau VI.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

a). Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à **5 %** de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit :
 $e = 0,05.Lx$

RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **0.05 L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de

l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens **x-x (ex)** : On vérifie que : $ex = CM - CR \leq 5\% Lx$

Suivant le sens **Y-Y (ey)** : On vérifie que : $ey = CM - CR \leq 5\% Ly$

b). Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules

Suivantes

$$ex = XCM - XCR$$

$$ey = YCM - YCR$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

| Etage | Ex | 5% Lx | Ey | 5% Ly | observation |
|--------------|-------|-------|--------|-------|-------------|
| S-SOL | 0,373 | 1,245 | -0,159 | 0,862 | C.V |
| RDC | 0,352 | 1,245 | -0,107 | 0,862 | C.V |
| ET1 | 0,322 | 1,245 | -0,167 | 0,862 | C.V |
| ET2 | 0,281 | 1,245 | -0,214 | 0,862 | C.V |
| ET3 | 0,247 | 1,245 | -0,262 | 0,862 | C.V |
| ET4 | 0,219 | 1,245 | -0,309 | 0,862 | C.V |
| ET5 | 0,194 | 1,245 | -0,351 | 0,862 | C.V |
| ET6 | 0,17 | 1,245 | -0,39 | 0,862 | C.V |
| ET7 | 0,148 | 1,245 | -0,425 | 0,862 | C.V |
| ET8 | 0,126 | 1,245 | -0,459 | 0,862 | C.V |
| ET9 | 0,05 | 1,245 | -0,492 | 0,862 | C.V |
| ET10 | 0,119 | 1,215 | -0,616 | 0,862 | C.V |

Tableau VI.3 : Vérification de l'excentricité théorique

VI.5.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode

statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

➤ **Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

| Groupe d'usage | ZONE | | | |
|----------------|------|------|------|------|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1A | 0.15 | 0.25 | 0.3 | 0.4 |
| 1B | 0.12 | 0.2 | 0.25 | 0.3 |
| 2 | 0.1 | 0.15 | 0.2 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.1 | 0.14 | 0.18 |

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } → A = 0,15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

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 (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée parle tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s < T_{\text{etabs}}=1,034 \text{ s} < 3s$ donc : $D=2,5\eta (T_2/ T)^{2/3}$

le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

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

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

| | Portiques | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
| Remplissage | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |

Dans notre cas on a une structure composée des portiques en béton armé et des voiles en béton armé un remplissage dans $7 \leq \xi \leq 10$

alors on prend $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \implies \text{condition vérifiée}$$

Alors :

$$D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{structure}}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{1,034} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,167$$

W_t : poids de la structure donné par le logiciel

ETABS . $W_t = 53511,20$ kN

| Facteurs | Valeurs |
|---|----------|
| Coefficient d'accélération de zone A | 0,15 |
| Facteur d'amplification dynamique D | 1,17 |
| Facteur de qualité Q | 1,15 |
| Coefficient de comportement R | 5 |
| Le poids total de la structure W_t [kN] | 55006,20 |

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,17 \times 1,15}{5} \times 55006,20 = 2220,32 \text{ kN}$$

$$V_{RPA} = 2220,32 \text{ kN.}$$

➤ **Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique :**

$$V_{x \text{ dynamique}} = 17717,20 \text{ [KN]}.$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = 17271,30 \text{ [KN]}.$$

➤ **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $0,8V_{RPA} = 1776,25\text{KN}$

• **Sens longitudinal :**

$$V_{x \text{ dyn}} = 17717,20 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1776,25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal :**

$$V_{y \text{ dyn}} = 17271,30 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1776,25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.5.4. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 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 :

$$v = \frac{N_d}{Bf_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B: l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

| Niveaux | Section | L'effort (KN) | v | Observation |
|--|---------|---------------|------|-------------|
| S-sol,RDC , 1 ^{er} ,2 ^{ème} Etage | 45x45 | 1261,7 | 0,25 | CV |
| 3 ^{ème} ,4 ^{ème} , 5 ^{ème} ,6 ^{ème} Etage | 40x40 | 808,6 | 0,20 | CV |
| 7 ^{ème} ,8 ^{ème} , 9 ^{ème} ,10 ^{ème} Etage | 35x35 | 386,3 | 0,14 | CV |

VI.5.5. Vérification des déplacements :

a). Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (RPA 99 formule 4-19)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

➤ **Justification vis-à-vis des déformations :**

D'après le **RPA Art 5-1** les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k = \Delta k \leq 0.01 h_e$$

➤ **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

| Story | Diaphragm | d_{kx} [m] | d_{ky} [m] | ΔK_x | ΔK_y | 1%He | conclusion |
|---------|-----------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------|------------|
| STORY12 | D12 | 0,0326 | 0,0325 | 0,0023 | 0,0025 | 0,0289 | CV |
| STORY11 | D11 | 0,0303 | 0,03 | 0,0024 | 0,0026 | 0,0289 | CV |
| STORY10 | D10 | 0,0279 | 0,0274 | 0,0027 | 0,0028 | 0,0289 | CV |
| STORY9 | D9 | 0,0252 | 0,0246 | 0,0028 | 0,0029 | 0,0289 | CV |
| STORY8 | D8 | 0,0224 | 0,0217 | 0,003 | 0,0031 | 0,0289 | CV |
| STORY7 | D7 | 0,0194 | 0,0186 | 0,0031 | 0,0031 | 0,0289 | CV |
| STORY6 | D6 | 0,0163 | 0,0155 | 0,0032 | 0,0031 | 0,0289 | CV |
| STORY5 | D5 | 0,0131 | 0,0124 | 0,0031 | 0,0031 | 0,0289 | CV |
| STORY4 | D4 | 0,01 | 0,0093 | 0,003 | 0,0028 | 0,0289 | CV |
| STORY3 | D3 | 0,007 | 0,0065 | 0,0026 | 0,0025 | 0,0289 | CV |
| STORY2 | D2 | 0,0044 | 0,004 | 0,0029 | 0,0027 | 0,039 | CV |
| STORY1 | D1 | 0,0015 | 0,0013 | 0,0015 | 0,0013 | 0,045 | CV |

Tableau V.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

b). Vérification du déplacement maximal de la structure :

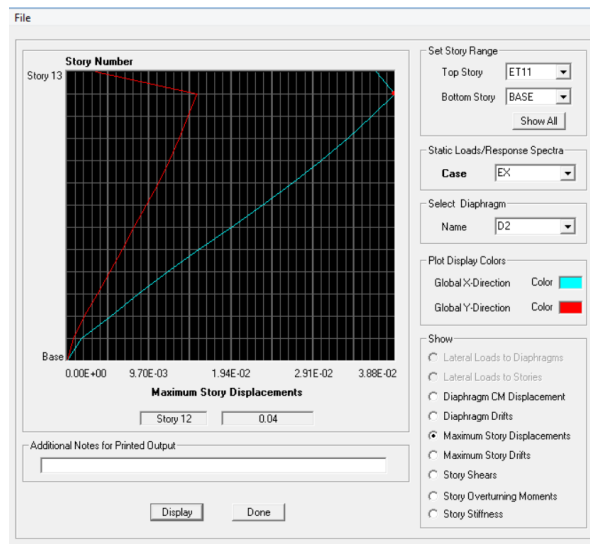
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{40,19}{500} = 0,0803 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

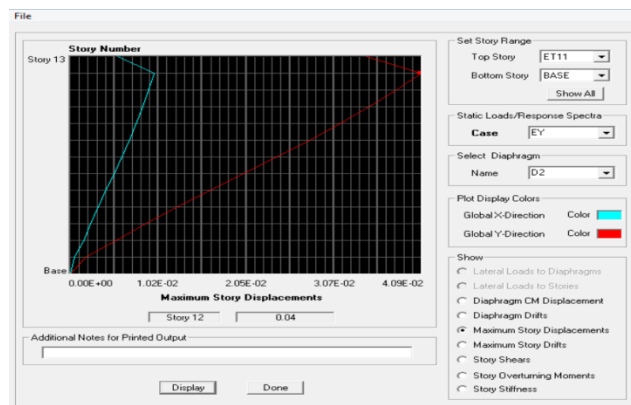
• Dans le sens longitudinal :

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots*. Puis, on clique sur *display*. Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.



• Dans le sens transversal :

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ Résultats trouvés :

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.04m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.04m
- ✓ Flèche admissible : 0.0803 m

VI.5.6. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

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 :

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

$$P_k = WGi + 0.2WQi$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1»

h_k: hauteur d'étage «k».

Si **K ≤ 0.1** → effet P-Delta peut être négligé.

Si **0.1 ≤ K ≤ 0.2** → Amplifiant les effets de l'action sismique par **1/(1- K)**.

Si **K ≥ 0.2** → Structure instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X (Sous Ex) :

| STORY | P | dx | VX | h | Θ | Obt |
|---------|---------|--------|--------|------|------------|-----|
| STORY12 | 479,6 | 0,0326 | 63,43 | 2,89 | 0,0852912 | CV |
| STORY11 | 922,99 | 0,0303 | 115,44 | 2,89 | 0,0838273 | CV |
| STORY10 | 1366,38 | 0,0279 | 156,94 | 2,89 | 0,08405126 | CV |
| STORY9 | 1809,77 | 0,0252 | 191,1 | 2,89 | 0,0825782 | CV |
| STORY8 | 2253,16 | 0,0224 | 220,68 | 2,89 | 0,07913694 | CV |
| STORY7 | 2696,55 | 0,0194 | 247,01 | 2,89 | 0,07328209 | CV |
| STORY6 | 3139,95 | 0,0163 | 270,51 | 2,89 | 0,06546801 | CV |
| STORY5 | 3583,34 | 0,0131 | 291,61 | 2,89 | 0,0557005 | CV |
| STORY4 | 4049,85 | 0,01 | 311,14 | 2,89 | 0,04503864 | CV |
| STORY3 | 4516,36 | 0,007 | 328,61 | 2,89 | 0,03328955 | CV |
| STORY2 | 4995,48 | 0,0044 | 341,59 | 3,9 | 0,0164991 | CV |
| STORY1 | 5502,47 | 0,0015 | 346,93 | 4,5 | 0,00528682 | CV |

Tableau V.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta(sens x-x)

Sens Y-Y (Sous Ey) :

| STORY | P | dy | VY | h | Θ | Obt |
|---------|---------|--------|--------|------|------------|-----|
| STORY12 | 479,6 | 0,0325 | 66,01 | 2,89 | 0,08170619 | CV |
| STORY11 | 922,99 | 0,03 | 119,3 | 2,89 | 0,08031191 | CV |
| STORY10 | 1366,38 | 0,0274 | 161,11 | 2,89 | 0,08040846 | CV |
| STORY9 | 1809,77 | 0,0246 | 195,21 | 2,89 | 0,07891482 | CV |
| STORY8 | 2253,16 | 0,0217 | 224,71 | 2,89 | 0,075289 | CV |
| STORY7 | 2696,55 | 0,0186 | 251,04 | 2,89 | 0,06913224 | CV |
| STORY6 | 3139,95 | 0,0155 | 274,55 | 2,89 | 0,06133878 | CV |
| STORY5 | 3583,34 | 0,0124 | 295,64 | 2,89 | 0,05200543 | CV |
| STORY4 | 4049,85 | 0,0093 | 315,2 | 2,89 | 0,04134641 | CV |
| STORY3 | 4516,36 | 0,0065 | 332,81 | 2,89 | 0,03052163 | CV |
| STORY2 | 4995,48 | 0,004 | 346,03 | 3,9 | 0,01480672 | CV |
| STORY1 | 5502,47 | 0,0013 | 351,62 | 4,5 | 0,0045208 | CV |

Tableau V.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta(sens y-y)

Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

VII.1.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|--------------|------------|-----------------|----------------|------------|----------|------------------|
| | γ_b | f_{c28} (MPa) | f_{bu} (MPa) | γ_s | Fe (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 25 | 14,167 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18.48 | 1 | 400 | 400 |

Tableau VII.1.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant.

y

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens longitudinal.

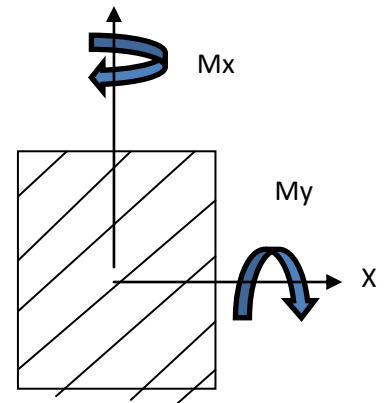


Figure VII.1.1 les moments dans les poteaux

VII.1.1 Recommandations et exigences du RPA :

➤ **Combinaisons de calcul :**

▪ Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :

D'après le règlement **BAEL91**, le ferraillage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- $A'ELU : 1,35G+1,5Q$
- $A'ELS : G+Q$

▪ Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

• **Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets
- le pourcentage minimal est de: **0.8 % (Zone IIa).**
- le pourcentage maximal et de : **4 % en zones courantes.**
6% en zones de recouvrement.
- le diamètre minimal est de **12mm.**
- la longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø (zone IIa).**
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :**25cm(zoneIIa)**
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\} \end{array} \right.$$

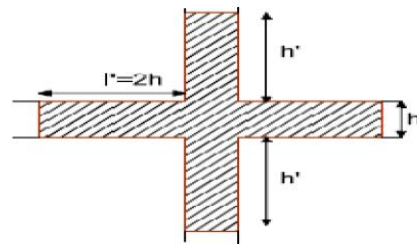


Figure VII.1.2 :Zone nodale

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

| Niveau | Poteaux | He (cm) | $h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$ | | l' (cm) |
|----------------|---------|---------|---|----------------------|---------|
| Etage 7,8,9,10 | 35x 35 | 289 | $h' = \max(48 ; 35 ; 60\text{cm})$ | $h' = 60 \text{ cm}$ | 70 |
| Etage 3,4,5,6 | 40x 40 | 289 | $h' = \max(48 ; 40 ; 60\text{cm})$ | $h' = 60 \text{ cm}$ | 80 |
| Etage 1,2 | 45x45 | 289 | $h' = \max(48 ; 45 ; 60\text{cm})$ | $h' = 60 \text{ cm}$ | 90 |
| RDC | | 390 | $h' = \max(65 ; 45 ; 60\text{cm})$ | $h' = 65\text{cm}$ | |
| S-sol | | 450 | $h' = \max(75 ; 45 ; 60\text{cm})$ | $h' = 75 \text{ cm}$ | |

Tableau. VII.1.2: Délimitation des zones nodales.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant::

| Etage | Section du poteau (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) (zone courante) | A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement) |
|---|--------------------------------------|-------------------------------------|---|--|
| 7 ^{ème} ;8 ^{ème} ; 9 ^{ème} ;10 ^{ème} étage | 35x35 | 9,8 | 49 | 73,5 |
| 3 ^{ème} ;4 ^{ème} ; 5 ^{ème} ;6 ^{ème} étage | 40x40 | 12,8 | 64 | 96 |
| S-sol ;RDC ; 1 ^{er} ;2 ^{ème} étage | 45x45 | 16,2 | 81 | 121,5 |

Tableau. VII.1.3:les sections des armatures longitudinales

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS ,les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveau | Section | Sollicitation | Combinaison | N [KN] | M [KN.m] |
|---|---------|--|-------------|---------|----------|
| S-sol,RDC , 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage | 45 × 45 | N ^{max} _ M ^{corres} | ELU | -2691,2 | 32,83 |
| | | N ^{min} _ M ^{corres} | 0,8GE | 707,1 | 47,23 |
| | | N ^{corres} _ M ^{max} | GQE | -504,5 | 172,64 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage | 40 × 40 | N ^{max} _ M ^{corres} | ELU | -1711,1 | 20,19 |
| | | N ^{min} _ M ^{corres} | 0,8GE | 275,5 | 20,12 |
| | | N ^{corres} _ M ^{max} | GQE | -436,1 | 117,35 |
| , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage | 35 × 35 | N ^{max} _ M ^{corres} | ELU | -817,8 | 12,01 |
| | | N ^{min} _ M ^{corres} | 0,8GE | 194,4 | 13,73 |
| | | N ^{corres} _ M ^{max} | GQE | -206 | 108,02 |

Tableau VII.1.4: Les efforts internes dans les poteaux

VII.1.2: Calcul des armatures :**➤ Calcul des Armatures longitudinales :**

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 $e=M/N$

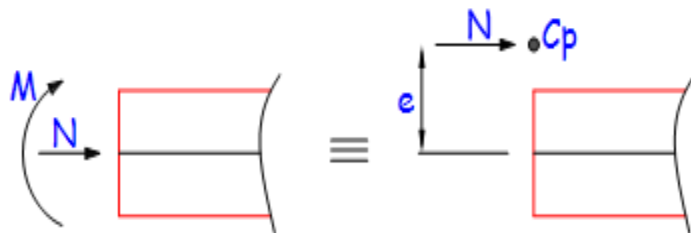


Figure. VII.1.2 : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

➤ Etape de calcul :

- **Si** $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ (1) → alors la section est partiellement comprimée.
- **Si** $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$ (2), il faut vérifier en plus l'inégalité suivante:

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \dots\dots (3)$$

Avec: $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$ (4)

- **Si** l'inégalité (3) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit : $\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$ (5)

➤ Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ → la section est simplement armée,

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \dots\dots (6)$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots (7)$$

➤ **Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ → la section est doublement armée, alors il faut calculer A et A'₁**

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots (8)$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots (9)$$

$$\text{Avec : } \Delta M = M_f - M_r \dots (10)$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\text{Finalement la section réelle d'armature est : } A_s' = A_1', A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots (11)$$

- **Si** l'inégalité (3) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, donc il faut vérifier l'inégalité (6.15)

$$(d-c') N_u - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \dots (12)$$

- **Si** l'inégalité (12) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d-0.5h) b h f_{bc}}{(d-c') \sigma_s} \dots (13)$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_s' \dots (14)$$

- **Si** l'inégalité (12) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} A_s = 0 \dots (15) A$$

$$\text{avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \dots (16)$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ;car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour certain nombre de niveau :2

Zone I :S-SOL au 2^{ème} étage.

Zone II :3^{ème} au 6^{ème} étage.

ZoneIII :7^{ème} au 10^{ème} étage.

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferraillage des poteaux de notre structure :

| | | | | | | | | | | |
|--|---------|--|---------|--------|-----|------|---|------|-------------|-------|
| S-sol;RDC; 1 ^{er} ;2 ^{ème} étage | 45 × 45 | N ^{max} – M ^{corres} | -2691,2 | 32,83 | SET | 0,28 | 0 | 16,2 | 4HA20+4HA16 | 20,6 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 707,1 | 47,23 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | 504,5 | 172,64 | SpC | 7,17 | 0 | | | |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage | 40 × 40 | N ^{max} – M ^{corres} | -1711,1 | 20,19 | SET | 0 | 0 | 12,8 | 4HA16+4HA14 | 14,2 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 275,5 | 20,12 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | -436,1 | 117,35 | SPC | 5,15 | 0 | | | |
| 7 ^{ème} 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage | 35 × 35 | N ^{max} – M ^{corres} | -817,8 | 12,01 | SET | 0 | 0 | 9,8 | 4HA14+4HA12 | 10,68 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 194,4 | 13,73 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | N ^{corres} – M ^{ma} | -206 | 108,02 | SPC | 3,96 | 0 | | | |

Tableau VII.1.5: Calcul des armatures pour les poteaux

➤ **Calcul des armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- **Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \dots\dots\dots(1)$$

Avec:

V_u : effort tranchant de calcul,

h_t : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \dots\dots\dots (2) \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \dots\dots\dots (3)$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0,7 l_0$)

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

S_t : espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale IIa} \\ S_t \leq 15\phi_l^{\min} & \text{en zone courante IIa} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité minimale d'armature transversale en (%) est donnée comme suit:**

$$A_{t \min} = \frac{A_t}{S_t \times b_1} \dots \dots \dots (4)$$

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \geq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{cases}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

| Niveau | S_sol | RDC | Etage1-2 | Etage 3-6 | Etage 7-10 |
|---|-------|------|----------|-----------|------------|
| Section | 45x45 | | | 40x40 | 35x35 |
| \emptyset (cm) | 1,6 | | | 1,4 | 1,2 |
| l_f (cm) | 315 | 273 | 202,3 | 214,2 | 214,2 |
| λ_g | 7 | 6,06 | 4,49 | 5,06 | 5,78 |
| V (KN) | 125,1 | | | 80,9 | 74,8 |
| S_t zone nodale (cm) | 10 | | | 10 | 10 |
| S_t zone courante (cm) | 15 | | | 15 | 15 |
| ρ | 2,5 | | 3,75 | 2,5 | 2,5 |
| A_t (cm ²) zone nodale | 1,74 | | 2,61 | 1,26 | 1,33 |
| A_t (cm ²) zone courante | 2,61 | | 3,90 | 1,89 | 1,99 |
| $A_{t \min}$ (cm ²) zone nodale | 1,35 | | 1,92 | 1,20 | 1,05 |
| $A_{t \min}$ (cm ²) zone courante | 2,02 | | 2,88 | 1,80 | 1,57 |
| $A_{t \text{ adop}}$ (cm ²) | 4HA10 | | 4HA10 | 4HA8 | 4HA8 |

TAB VII.1.6: Détermination des armatures transversales

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales :

$$\phi t \geq \frac{\phi l_{max}}{3} \quad \Rightarrow \quad \phi m > \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.1.3: Vérifications à l'ELU :

1) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003 :

Avec : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$

Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ [Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003]}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ [Art A.5.1,211/BAEL 91]}$$

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Niveau | Poteaux | T_{max}^u (KN) | B (cm) | d (cm) | λ_g | ρ_d | τ_{bu} (MPa) | τ_{bu} (MPa) | La condition |
|----------------|---------|---------------------|-----------|-----------|-------------|----------|----------------------|----------------------|--------------------|
| Etage 7,8,9,10 | 35x35 | 74,8 | 35 | 32 | 5,78 | 0,075 | 1,875 | 0,667 | Condition vérifiée |
| Etage 3,4 ,5,6 | 40x40 | 80,9 | 40 | 37 | 5,05 | 0,075 | 1,875 | 0,546 | Condition vérifiée |
| Etage 1,2 | 45x45 | 125,1 | 45 | 42 | 4,50 | 0,04 | 1 | 0 ,662 | Condition vérifiée |
| RDC | | | | | 6,06 | 0,075 | 1,875 | 0,662 | Condition vérifiée |
| S_sol | | | | | 7 | 0,075 | 1,875 | 0,662 | Condition vérifiée |

Tableau.VII.1.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

✓ D'après tableau, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

2) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$ Avec: $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les \emptyset_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$ → soit $L_s = 75 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$ → soit $L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$ → soit $L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$ → soit $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les $\emptyset_{16} : L_a = 30 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{16} : L_a = 24 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{14} : L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12} : L_a = 18 \text{ cm}$

3) Longueurs de recouvrement (Art 7.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

La longueur minimale de recouvrement est : $l_r > 40 \times \emptyset$ en zone IIa

- Pour $\emptyset = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r > 48 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$
- Pour $\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 56 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$
- Pour $\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 64 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$
- Pour $\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r > 80 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 85 \text{ cm}$

VII.1.4: Vérifications à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

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

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

| Niveau | Section | Sollicitation | N_s [KN] | M_s [KN.m] | es [cm] | A_{min} [cm ²] | $A_{adoptée}$ [cm ²] | observation |
|---|---------|------------------------|---------------|-----------------|------------|---------------------------------|-------------------------------------|-----------------------|
| S_sol ,RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage | 45 × 45 | $N^{max} - M^{corres}$ | -1261,7 | -6,98 | 0,55 | 5,86 | 20,6 | Condition vérifiée |
| | | $N^{min} - M^{corres}$ | -426,5 | -1,96 | 0,46 | 5,82 | | |
| | | $N^{corres} - M^{max}$ | -1107,9 | -23,13 | 2,08 | 6,83 | | |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Étage | 40 × 40 | $N^{max} - M^{corres}$ | -808,6 | 1,4 | 0,17 | 4,46 | 14,2 | Condition vérifiée |
| | | $N^{min} - M^{corres}$ | -194,2 | -1,41 | 0,72 | 4,70 | | |
| | | $N^{corres} - M^{max}$ | -291,4 | 2,41 | 0,82 | 4,75 | | |
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} Étage | 35 × 35 | $N^{max} - M^{corres}$ | -386,3 | 5,73 | 1,48 | 4,00 | 10,68 | Condition vérifiée |
| | | $N^{min} - M^{corres}$ | -28,1 | -37,1 | 1,32 | 3,89 | | |
| | | $N^{corres} - M^{max}$ | -86,2 | 33,5 | 38,86 | 0,99 | | |

Tableau VII.1.8: vérification de la condition de non fragilité.

b) État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

| Niveau | Section | Sollicitation | Ns (KN) | Ms (KN.m) | σ_{bsup} [MPa] | σ_{binf} [MPa] | $\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa] | verification | σ_{ssup} [MPa] | σ_{sinf} [MPa] | $\bar{\sigma}_{st}$ [MPa] | verification |
|--|---------|---------------|------------|--------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|--------------|
| S_SOL,RC 1,2 Etage | 45x45 | Nmax-Mcor | -1261,7 | -6,98 | 5,04 | 4,51 | 15 | CV | 75,2 | 68,1 | 348 | CV |
| | | Nmin-Mcor | -426,5 | -1,96 | 1,69 | 1,54 | | CV | 25,2 | 23,2 | | CV |
| | | Ncor-Mmax | -1107,9 | -23,13 | 5,08 | 3,31 | | CV | 74,7 | 51,1 | | CV |
| 3 ^{ème} ,4 ^{ème} , 5 ^{ème} ,6 ^{ème} Etage | 40x40 | Nmax-Mcor | -808,6 | -1,40 | 4,07 | 3,91 | | CV | 60,9 | 58,8 | | CV |
| | | Nmin-Mcor | -194,2 | -1,41 | 1,04 | 0,88 | | CV | 15,5 | 13,3 | | CV |
| | | Ncor-Mmax | -291,4 | 2,41 | 1,58 | 1,30 | | CV | 23,4 | 19,7 | | CV |
| 7 ^{ème} ,8 ^{ème} , 9 ^{ème} ,10 ^{ème} Etage | 35x35 | Nmax-Mcor | -386,3 | 5,73 | 3,01 | 1,99 | | CV | 44 | 31 | | CV |
| | | Nmin-Mcor | -28,1 | -37,1 | 4,21 | 0,00 | | CV | 50 | -106,9 | | CV |
| | | Ncor-Mmax | -86,2 | 33,5 | 4,14 | 0,00 | | CV | 51,7 | -72,6 | | CV |

Tableau VII.1.9 : vérification des contraintes

➤ **Conclusion :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

| Niveaux | Section (cm ²) | A adopté |
|---|----------------------------|-------------|
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} Etage | 45x45 | 4HA20+4HA16 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage | 40x40 | 4HA16+4HA14 |
| S_SOL, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} Etage | 35x35 | 4HA14+4HA12 |

Tableau VII.1.10.: Ferraillage finale des poteaux.

❖ Schéma de ferraillage des poteaux :**Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20,6 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

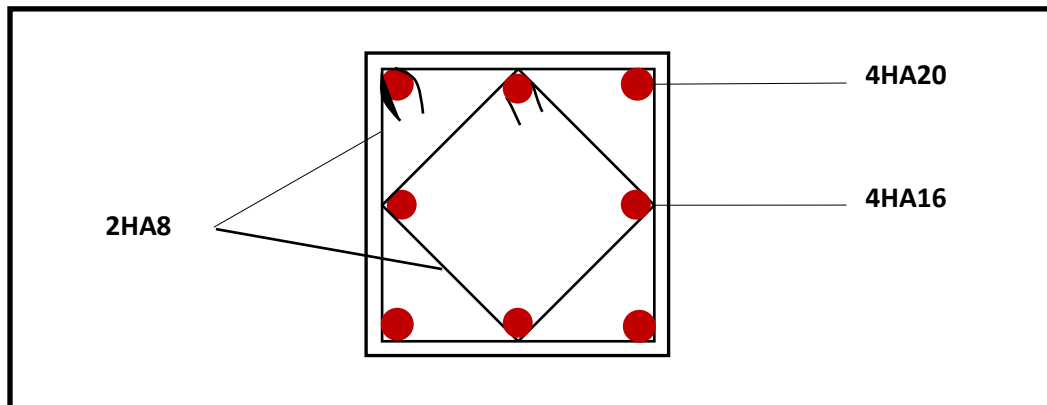


Figure VII.1.3: Ferraillage Poteau 45x45

Poteaux (40×40) :

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,2 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

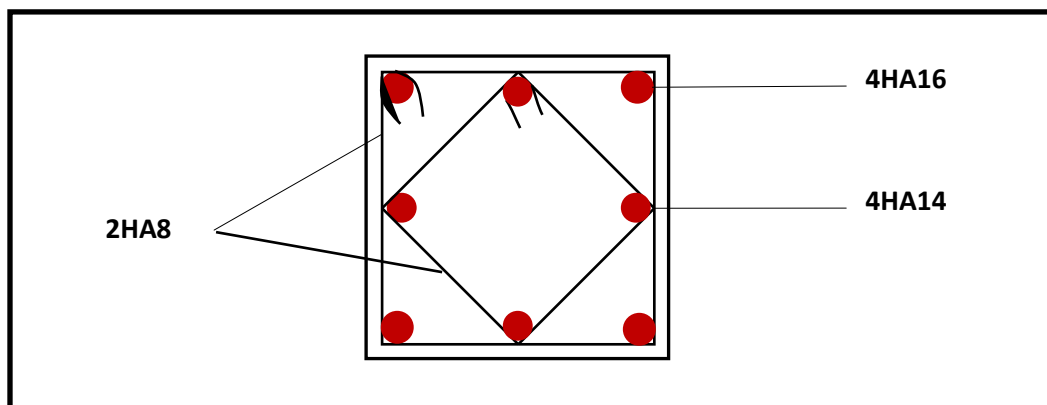


Figure VII.1.4: Ferraillage Poteau 40x40

Poteaux (35×35) :

-Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,68\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

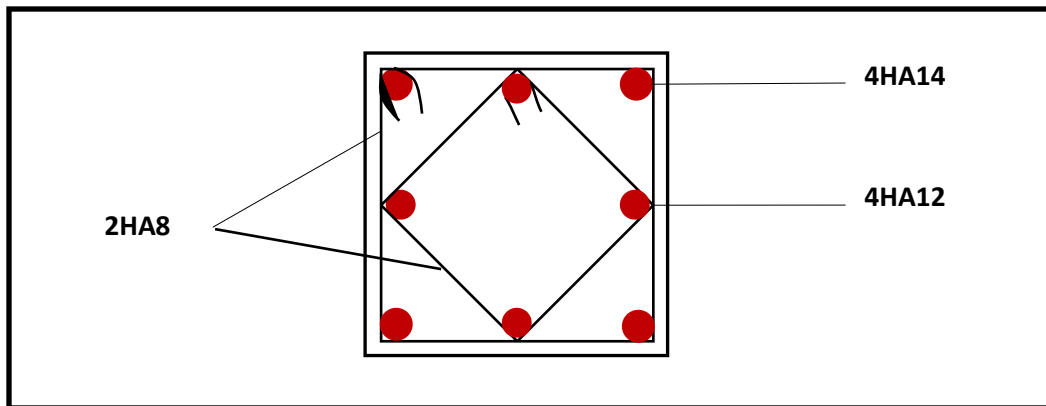


Figure VII.1.4: Ferraillage Poteau 35x35

VII.2 : Ferraillage des poutres :**VII.2.1.Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

➤ Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ✓ $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- ✓ $G+Q$à l'ELS
- ✓ $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- ✓ $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

VII.2.2.Recommandations du RPA99/ version 2003 :**a)Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%**en zone courante
 - **6%**en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de **:40Ø en zone IIa**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

| | Section (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) (Zone courante) | A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement) |
|-------------------|----------------------------|-------------------------------------|---|--|
| Poutre principale | 30x40 | 6 | 48 | 72 |
| Poutre secondaire | 30x35 | 5,25 | 42 | 63 |

b). Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}) \quad \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Type | Section (cm ²) | Localisation | Moment (KN.m) | Effort tranchant (KN) |
|-------------------|----------------------------|--------------|---------------|-----------------------|
| Poutre principale | 30x40 | Appui | -126,72 | 111 |
| | | Travée | 96,3 | 96,8 |
| Poutre secondaire | 30x35 | Appui | -78,23 | 62,1 |
| | | Travée | 42,60 | 59,3 |

VII.2.3.Calcul des armatures :

VII.2.2.1.Calcul des armatures longitudinales:

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis au appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Les étapes de calcul:**

- **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- **Calcul du moment réduit limite « μ_1 »**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ **1er cas** : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

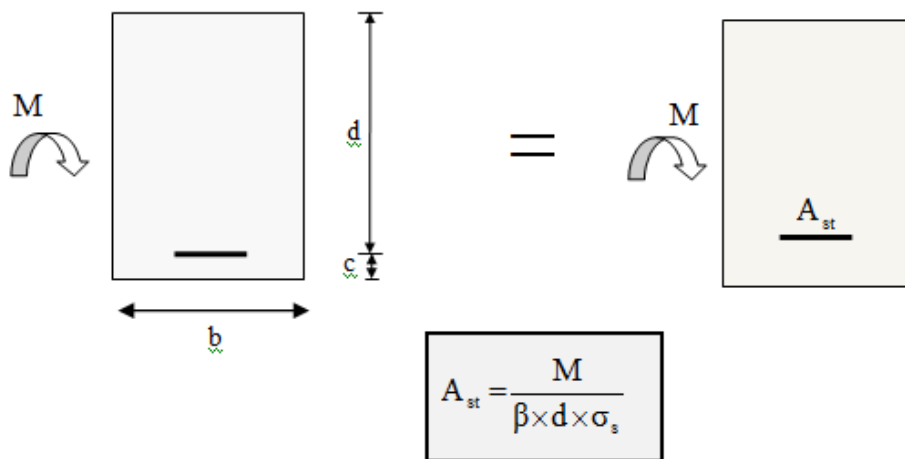


Figure VII.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

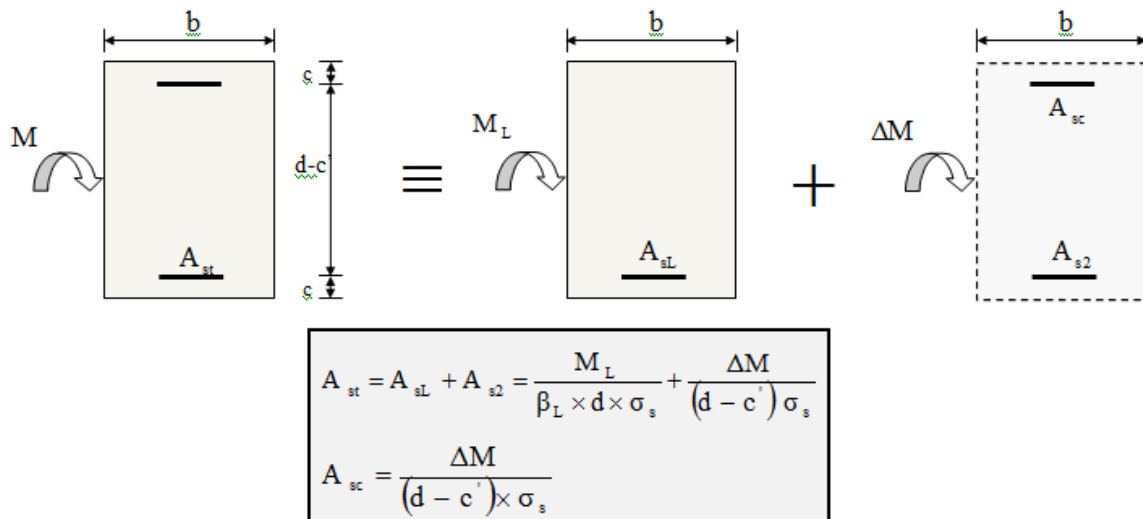


Figure.VII.2.2. : Disposition des armatures S.D.A

➤ **Ferrailage :**

a) les poutres principales :

▪ En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{96,3 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,165 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,909$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{96,3 \times 10^6}{0,909 \times 370 \times 348} = 8,22 \text{ cm}^2$$

▪ Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{126,72 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,217 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,876$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{126,72 \times 10^6}{0,876 \times 370 \times 348} = 11,23 \text{ cm}^2$$

b) Les poutre secondaires:

▪ En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42,60 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,097 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{42,60 \times 10^6}{0,948 \times 320 \times 348} = 4,03 \text{ cm}^2$$

▪ Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78,23 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,179 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,900$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{78,23 \times 10^6}{0,900 \times 320 \times 348} = 7,80 \text{ cm}^2$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferraillage des poutres principales et secondaires de notre structure :

| | M_{\max} (KN.m) | μ_b | Obs | B | A_{st} | Ferraillage | $A_{\text{adopté}}$ (cm^2) |
|------------|----------------------|---------|-----|-------|----------|--------------------------|--|
| En travée | 96,3 | 0,165 | SSA | 0,909 | 8,22 | 3HA16(fil) + 3HA12(chap) | 9,42 |
| Aux appuis | 126,72 | 0,217 | SSA | 0,872 | 11,23 | 3HA16(fil) + 3HA16(chap) | 12,06 |

Tableau VII.2.1 : ferraillage des poutres principales

| | M_{\max} (KN.m) | μ_b | obs | B | A_{st} | Ferraillage | $A_{\text{adopté}}$ (cm^2) |
|------------|----------------------|---------|-----|-------|----------|--------------------------|--|
| En travée | 42,60 | 0,097 | SSA | 0,948 | 4,03 | 3HA14(fil) | 4,62 |
| Aux appuis | 78,23 | 0,179 | SSA | 0,900 | 7,80 | 3HA14(fil) + 3HA12(chap) | 8,01 |

Tableau VII.2.2 : ferraillage des poutres secondaires

VI.2.4: Vérifications à l'ELU :

- a) **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).**

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ Calcul de la section minimale, $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$

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

➤ **Poutres principales** $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$A_{\text{Adopte}} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

En travées :

$$A_{Adopte} = 9,42 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres Secondaire** : $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$A_{Adopt} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{Adopt} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

Les résultats sont résumer dans le tableau suivant.:

| Poutres | Effort tranchant (KN) | | b (cm) | d (cm) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Observation |
|------------|-----------------------|------|--------|--------|----------------|----------------------|--------------------|
| Principale | T_{max} | 111 | 30 | 37 | 0,1 | 3,33 | condition vérifiée |
| Secondaire | T_{max} | 62,1 | 30 | 32 | 0,06 | 3,33 | condition vérifiée |

Tableau VII.2.3 : Vérification aux cisaillements

c) Influence de l'effort tranchant aux appuis:

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que: $T_u \leq T_u = \bar{0},4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28}bd}{\gamma_b}$

| Poutres | Effort tranchant (KN) | | b (cm) | d (cm) | F_{c28} (MPa) | γ_b | \bar{T} (KN) | Observation |
|------------|-----------------------|------|--------|--------|-----------------|------------|----------------|--------------------|
| principale | T_{max} | 111 | 30 | 37 | 25 | 1,5 | 666 | condition vérifiée |
| secondaire | T_{max} | 62,1 | 30 | 32 | 25 | 1,5 | 576 | condition vérifiée |

Tableau VII.2.4: Influence de l'effort tranchant sur le béton

➤ **Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ ➔ vérification n'est pas nécessaire

| Poutres | T_u^{\max} (KN) | M_u^{\max} (KN.m) | d (m) | $0,9 \times d$ (m) | $T_u + \frac{M_u}{0,9d}$ | Observation |
|------------|----------------------|------------------------|----------|-----------------------|--------------------------|---|
| Principale | 111 | -126,72 | 0,37 | 0,333 | -269,54 | Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures |
| Secondaire | 62,1 | -78,23 | 0,32 | 0,288 | -209,53 | |

Tableau VII.2.5: Influence de l'effort tranchant sur l'acier

d) **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

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

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

➤ **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{111 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 301,4} = 1,10 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_{se} = 1,10 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ → Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,1 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,9} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \tau_{se} = 0,37 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,44 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4l_s$, pour les aciers HA.

- pour les ϕ_{14} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 19,7 \text{ cm}$

f) **Calcul des armatures transversales:**

➤ **L'espacement des armature transversales :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}, 30 \text{ cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

| Poutres | Zone | S_t (cm) | S_t adopter (cm) |
|------------|----------|--|-----------------------|
| principale | Nodale | $S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{40}{4}; 30) = 10$ | 10 |
| | Courante | $S_t = \frac{40}{2} = 20$ | 15 |
| secondaire | Nodale | $S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{35}{4}) = 8,75$ | 10 |
| | Courante | $S_t = \frac{35}{2} = 17,5$ | 15 |

➤ **le diamètre minimale:** $\phi t \leq \min\{\frac{h}{35}; \phi l_{max}; \frac{b}{10}\}$

▪ **Poutre principale:**

$$\phi t \leq \min\{\frac{40}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\} = \min\{1,14; 1,6; 3\} = 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t=4HA8=2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutre secondaire:**

$$\phi t \leq \min\left\{\frac{35}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\right\} = \min\{1; 1,4; 3\} = 1 \text{ cm} = 10\text{mm}$$

On prend : $\phi t = 8\text{mm}$

✓ Soit $A_t=4HA8=2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures transversales minimales:**

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

✓ $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

VI.2.5: Vérification à L'ELS :

a) **Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{\min}$

Avec: $A_{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

| | | A_{st} | A_{\min} | vérifications |
|----------------------------|-------------------|----------|------------|--------------------|
| Poutres principales | En travée | 8,01 | 1,340 | Condition vérifiée |
| | Aux appuis | 12,06 | 1,340 | Condition vérifiée |
| Poutres secondaires | En travée | 6,78 | 1,159 | Condition vérifiée |
| | Aux appuis | 8,01 | 1,159 | Condition vérifiée |

Tableau VI.2.6: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b) **Etat limite d'ouverture des fissures(Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible ,alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible)} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \end{array} \right.$$

Avec:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \text{ (Armatures adoptées à l'ELU.)}$$

K_1 et β_1 : coefficients tirés des tableaux en fonction de $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

| Poutres | | M_s (KN.m) | A_{ad} (cm ²) | b (cm) | d (cm) | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_s (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs |
|------------|--------|-----------------|--------------------------------|-----------|-----------|----------|-----------|-------|---------------------|------------------------|-----------------------------------|-----|
| principale | Appuis | 41,65 | 12,06 | 30 | 37 | 1,08 | 0,856 | 19,72 | 109,04 | 5,53 | 15 | C.V |
| | Travée | 30,13 | 9,42 | 30 | 37 | 0,848 | 0,869 | 23,17 | 99,47 | 4,29 | 15 | C.V |
| secondaire | Appuis | 17,79 | 8,01 | 30 | 32 | 0,834 | 0,870 | 23,46 | 83,22 | 3,54 | 15 | C.V |
| | Travée | 12,49 | 4,62 | 30 | 32 | 0,481 | 0,895 | 32,62 | 94,39 | 2,89 | 15 | C.V |

Tableau VI.2.7: vérification des contraintes à ELS

d) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite \overline{f} .

$$f = \frac{L_{max}}{400} \geq \overline{f}$$

- Poutres principales:

$$\overline{f} = L_{max}/400 = 380/500 = 0,76 \text{ cm} > f = 0,04 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires:**

$$\bar{f} = L_{\max} / 400 = 350 / 500 = 0,7 \text{ cm} > f = 0,008 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc la flèche est vérifiée.

❖ **Schéma de ferraillage des poutres :**

➤ **Poutres principales :**

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

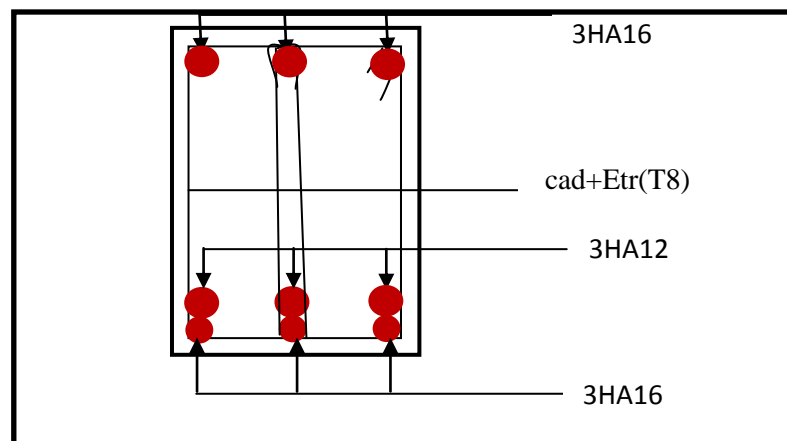


Figure VII.2.2: Ferraillage en travée d'une poutre principale

Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16+ 3HA16 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

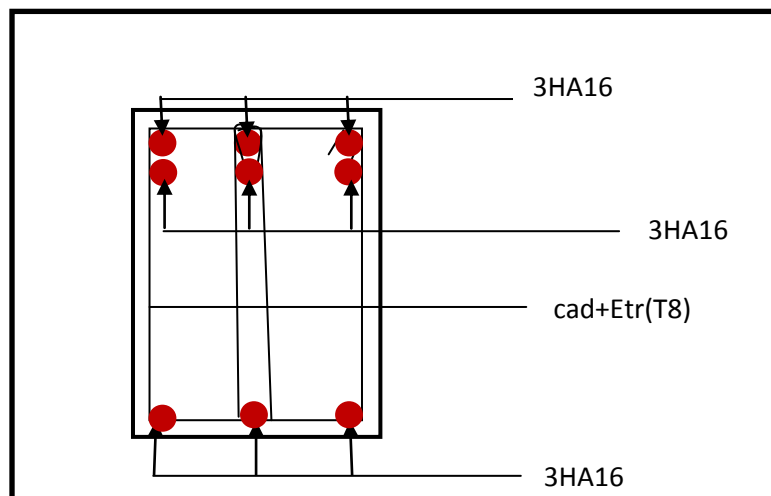


Figure. VI2.2.3: Ferraillage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires :**

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

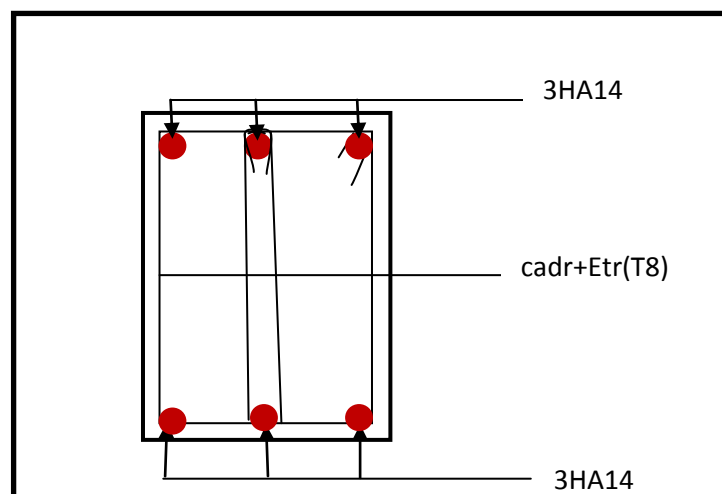


Figure.VII.2.4 : Ferraillage en travée d'une poutre secondaire

Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

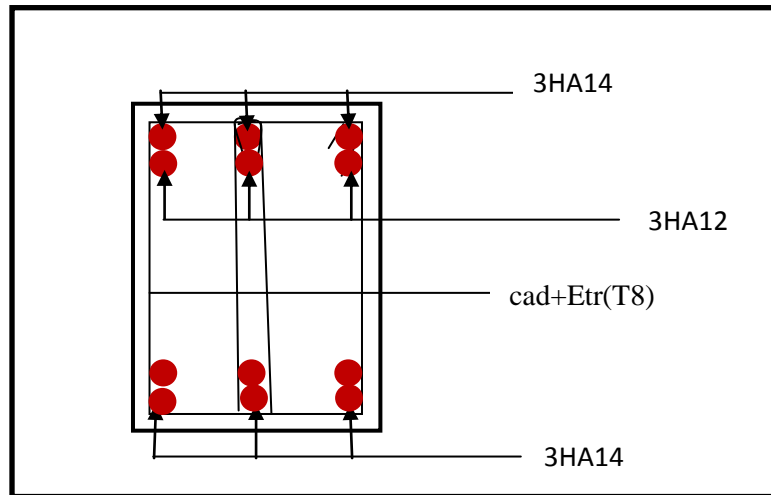


Figure.VII.2.5 : Ferraillage sur appuis d'une poutre secondaire.

VII.3: Ferraillage des Voiles

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa

VII.3.1:Exposé de la méthode de calcul

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

❖ Remarque :

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}-\sigma_{min}} L$

longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

- En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
 - Section entièrement comprimé (SEC)
 - Section entièrement tendue (SET)
 - Section partiellement comprimé (SPC)

VII.3.2: Détermination des armatures :

❖ **Armatures verticales :**

| Section | Diagramme des contraintes | L'effort normal N_i | L'effort normal N_{i+1} |
|---------|---------------------------|---|---|
| S.E.C | | $N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ | $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$ |
| S.E.T | | $N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ | $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$ |
| S.P.C | | $N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ | $N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$ |

Tableau VII.3.1 : Tableau des efforts normaux.

a) Ferrailage section entièrement comprimé:

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

➤ Armatures verticales minimales

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91).
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

b) Ferrailage d'une section entièrement tendue

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ Armatures verticales minimales

- $A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).
- $A_{\min} \geq 0.002 B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1).

B : section du tronçon considéré

c)-Ferrailage section partiellement comprimé

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

σ_s : contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 ‰
= 348 MPa.

➤ Armatures verticales minimales

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ **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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

Exigences de R PA 99 révisé 2003

1. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

2. Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

3. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

4.Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm) .

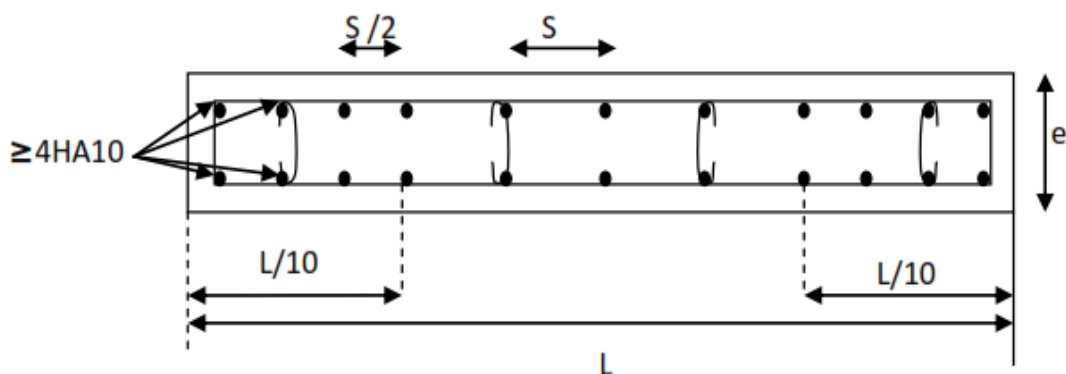


Fig VII.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.3.3: Vérifications

❖ Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003)

On vérifie que: $\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

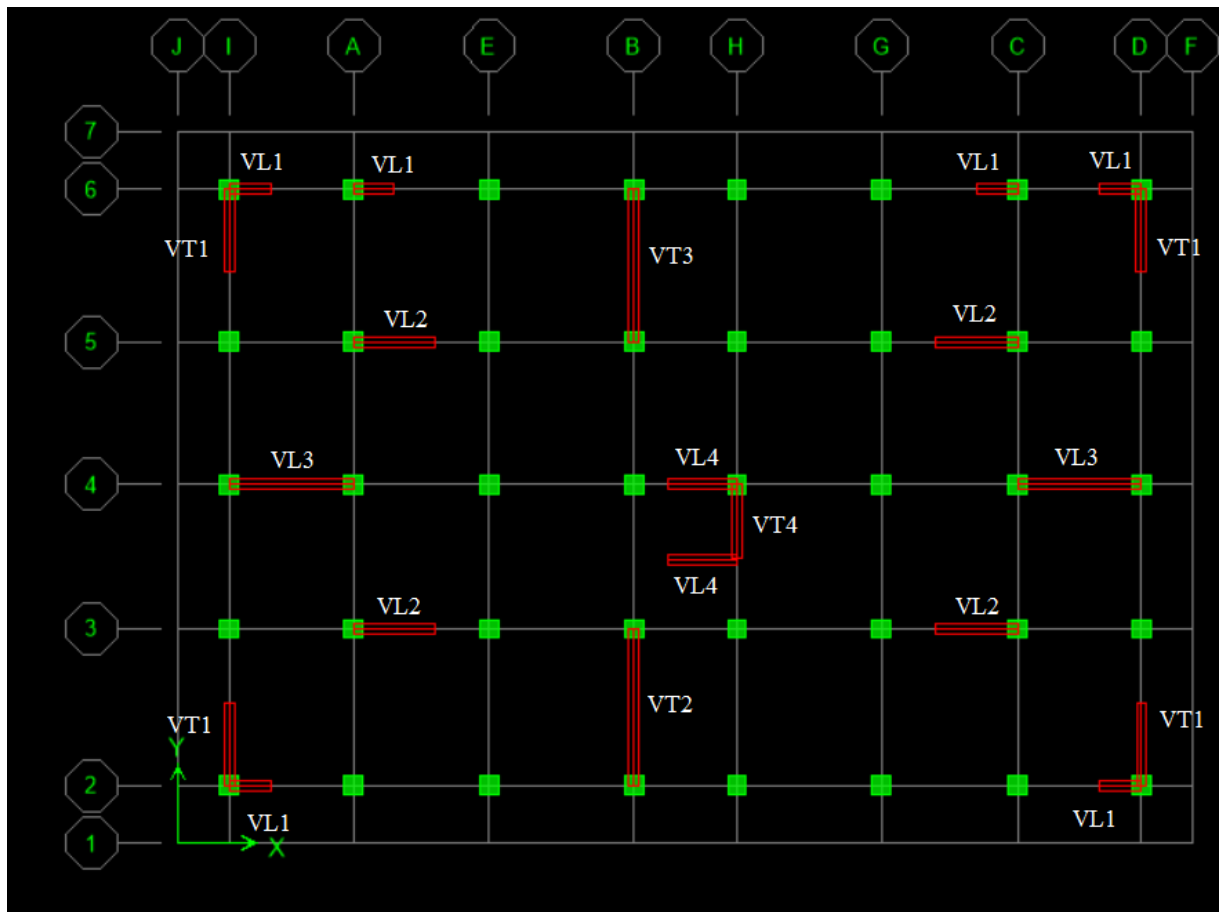
h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

On vérifie que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}.$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VII.3.4:Calcul de ferrailage :



Exemple de calcul:

Soit à calculer le ferrailage d'un voile qui se trouve au sous sol (VT2):

$$L = 3,80 \text{ m}, e = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 5480 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -10022,9 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{5480}{5480 + 10022,9} \times 3,80$$

$$\text{Donc : } L_c = 1,343 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 3,80 - 1,343 = 2,457 \text{ m}$$

B. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$h_e = h_{S-SOL} - h_{poutre} = 4,5 - 0,40 = \mathbf{4,1m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{4,1}{2}; \frac{2}{3} \times 1,343\right) = 0,90m$$

- bande 1 de longueur $d_1 = 0,90m$ (bande extrême)
- bande 2 de longueur $d_2 = L_t - d_1 = 1,56m$ (bande centrale)

Détermination de N :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(2,457 - 0,90)5480}{2,457} = \mathbf{3472,68KN/m^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{5480 + 3472,68}{2} \times 0,90 \times 0,25 = \mathbf{1007,17KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{3472,68}{2} \times 1,56 \times 0,25 = \mathbf{677,17KN}$$

Calcul des armatures :**Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1007,17 \times 10}{348} = 28,94cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{677,17 \times 10}{348} = 19,46cm^2$$

Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max \left(0,2\%B ; B \frac{f_{t28}}{f_e} ; \right) [cm^2]$$

$$\text{Tel que : } B = d \times e = \begin{cases} 2250 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_1 = 90 \text{ cm.} \\ 3900 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_2 = 156 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$A_{1\min} \geq \max (4,50 ; 11,81) \text{ cm}^2 = 11,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max (7,8 ; 20,47) \text{ cm}^2 = 20,47 \text{ cm}^2$$

Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1,4V$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{943,4 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{36,32 \text{ cm}^2}$$

Les armature adoptées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 28,94 + \frac{36,32}{4} = \mathbf{38,02 \text{ cm}^2 / \text{bande} .}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 19,46 + \frac{36,32}{4} = \mathbf{28,54 \text{ cm}^2 / \text{bande}}$$

Le ferraillage adopté :

$$A_1 = \mathbf{2 \times 10 \text{ HA16} = 40,20 \text{ cm}^2} \text{ avec espacement de 10cm}$$

$$A_1 = \mathbf{2 \times 8 \text{ HA16} = 32,18 \text{ cm}^2} \text{ avec espacement de 20cm}$$

Armatures horizontales :

$$\text{▪ D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{72,83}{4} = \mathbf{18,09 \text{ cm}^2}$$

$$\text{▪ D'après le RPA: } A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 25 \times 380 = \mathbf{14,25 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On prend : } A_H = \mathbf{18,09 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Soit : } 12\text{HA14} = 18,46 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

$$\text{On adopte } 4\text{HA8} (2,01 \text{ cm}^2) \text{ par m}^2$$

Les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

Les vérifications➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm et } 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{943,4 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3800} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\} = \min\left\{0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ Mpa}\right\} = 2,5 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 943,4 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3800} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\tau}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3723,1 \times 10^3}{250 \times 3800 + 15 \times 72,83 \times 10^2} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Remarque :**

Les résultats sont résumer dans les tableaux suivants:

Ferrailage des Voiles VT1 :

| | ZONE | | I (S-S) | I | II | III |
|-------------------------------|---|---------------|--------------------------------|----------|-----------|-----------|
| Caractéristique | L[m] | | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | e[m] | | 0.25 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| | B[m ²] | | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| | Hp[m] | | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| | H[m] | | 4.5 | 3.9 | 2.89 | 2.89 |
| | He[m] | | 4.1 | 3.5 | 2.49 | 2.49 |
| Sollicitations | NS [KN] | | 4190.4 | 3723.1 | 3073 | 1633.9 |
| | T[KN] | | 1079.8 | 793.6 | 743.7 | 388 |
| | σ_{max} [KN/m ²] | | 4935.3 | 1202.4 | 802.7 | 1171 |
| | σ_{min} [KN/m ²] | | -9141.8 | -5182.1 | -3468.3 | -2698 |
| | nature | | SPC | SPC | SPC | SPC |
| | Lc[m] | | 0.70 | 0.377 | 0.376 | 0.605 |
| | Lt[m] | | 1.30 | 1.623 | 1.624 | 1.395 |
| | d1[m] | | 0.47 | 0.57 | 0.61 | 0.49 |
| | d2[m] | | 0.83 | 0.91 | 0.97 | 0.991 |
| | σ_1 [KN/m ²] | | 3159.05 | 1016.41 | 678.85 | 832.17 |
| | N1[m] | | 472.97 | 55.72 | 37.13 | 80.84 |
| N2[m] | | 328.29 | 139.47 | 93.24 | 82.48 | |
| Ferrailage | AV1[cm ² /bande] | | 13.59 | 1.60 | 1.07 | 2.32 |
| | AV2 | | 9.43 | 4.01 | 2.68 | 2.37 |
| | A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | | 6.14 | 2.64 | 2.63 | 4.24 |
| | A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | | 10.91 | 14.41 | 14.42 | 10.41 |
| | Avj [cm ²] | | 41.5723 | 30.5536 | 28.63245 | 14.938 |
| | A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande] | | 23.98 | 9.24 | 8.22 | 6.06 |
| | A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande] | | 19.83 | 11.65 | 9.84 | 6.10 |
| | Av1 adopté [cm ²] | | 24.12 | 18.46 | 18.46 | 13.56 |
| | Av2 adopté [cm ²] | | 24.12 | 18.46 | 18.46 | 13.56 |
| | Choix par | bande1 | 2x 6HA16 | 2X 6HA14 | 2 X 6HA14 | 2 X 6HA12 |
| | bande | Bande2 | 2x 6HA16 | 2X 6HA14 | 2 X 6HA14 | 2 X6HA12 |
| | Espacement | bande 1 | 10 | 10 | 10 | 15 |
| | | bande 2 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| | AH /nappe [cm ²] | | 12.1 | 9.01 | 9.01 | 6.78 |
| | AH adopté (cm2) | | 12.31 | 12.31 | 12.31 | 11.31 |
| | choix de la section | | 8 HA14 | 8 HA12 | 8 HA12 | 8 HA10 |
| | Armature transversales | | 4 épingles HA8 /m ² | | | |
| Vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 3.36 | 3.09 | 2.89 | 1.51 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 2.40 | 2.20 | 2.07 | 1.08 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 7.32 | 8.43 | 6.98 | 3.80 |

Ferrailage des Voiles VT2 :

| | ZONE | I (S-S) | I | II | III | |
|--------------------------------------|---|--------------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Caractéristique | L[m] | 3.8 | 3.8 | 3.8 | 3.8 | |
| | e[m] | 0.25 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B[m²] | 0.95 | 0.76 | 0.76 | 0.76 | |
| | Hp[m] | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | |
| | H[m] | 4.5 | 3.9 | 2.89 | 2.89 | |
| | He[m] | 4.1 | 3.5 | 2.49 | 2.49 | |
| Sollicitations | NS[KN] | 3723.1 | 2186.9 | 1881.4 | 2774.2 | |
| | T[KN] | 943.4 | 886.4 | 633.3 | 464 | |
| | σ_{max} [KN/m²] | 5480 | 3383.3 | 3134 | 3011 | |
| | σ_{min} [KN/m²] | -10022.9 | -8306.3 | -5723.1 | -4957 | |
| | nature | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Lc[m] | 1.343 | 1.100 | 1.345 | 1.436 | |
| | Lt[m] | 2.457 | 2.700 | 2.455 | 2.364 | |
| | d1[m] | 0.90 | 0.93 | 0.90 | 0.96 | |
| | d2[m] | 1.561 | 1.667 | 1.559 | 1.407 | |
| | σ_1 [KN/m²] | 3482.55 | 2464.58 | 1989.87 | 1791.70 | |
| | N1[KN] | 1003.23 | 428.78 | 459.30 | 459.77 | |
| | N2[KN] | 679.654 | 484.772 | 310.223 | 252.041 | |
| Ferrailage | AV1[cm² /bande] | 28.829 | 12.321 | 13.198 | 13.212 | |
| | AV2[cm² /bande] | 19.530 | 13.930 | 8.914 | 7.243 | |
| | A1min=max(0.2%B;Bft₂₈/400) | 11.75 | 7.70 | 9.41 | 10.05 | |
| | A2min=max(0.2%B;Bft₂₈/400) | 20.49 | 20.65 | 16.37 | 14.77 | |
| | Avj [cm²] | 36.32 | 34.13 | 24.38 | 17.86 | |
| | A1=Av1+Avj/4 [cm² /bande] | 37.91 | 20.85 | 19.29 | 17.68 | |
| | A2=Av2+Avj/4 [cm² /bande] | 28.61 | 22.46 | 15.01 | 11.71 | |
| | Av1 adopté [cm²] | 40.2 | 22.62 | 22.62 | 22.62 | |
| | Av2 adopté [cm²] | 32.16 | 24.62 | 24.62 | 18.1 | |
| | Choix par bande | bande 1 | 2X 10HA16 | 2X 10HA12 | 2X 10HA12 | 2X 10HA12 |
| | | bande 2 | 2X 8HA16 | 2X 8HA14 | 2X 8HA14 | 2 X 8HA12 |
| | Espacement | bande 1 | 10 | 10 | 10 | 15 |
| | | bande 2 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| | AH /nappe [cm²] | 18.09 | 11.81 | 11.81 | 10.18 | |
| | AH adopté (cm²) | 18.47 | 16.93 | 16.93 | 10.99 | |
| | choix de la section | 12 HA14 | 11 HA12 | 11 HA12 | 14HA10 | |
| | Armature transversales | 4 épingles HA8 /m² | | | | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 1.54 | 1.81 | 1.30 | 0.95 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 1.10 | 1.30 | 0.93 | 0.68 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 3.52 | 2.62 | 2.26 | 3.41 |

Ferrailage des Voiles VT3 :

| | ZONE | I (S-S) | I | II | III | |
|---|-------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|----------|----------|----------|
| Caractéristique | L[m] | 3.7 | 3.7 | 3.7 | 3.7 | |
| | e[m] | 0.25 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B[m] | 0.925 | 0.74 | 0.74 | 0.74 | |
| | Hp[m] | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | |
| | H[m] | 4.5 | 3.9 | 2.89 | 2.89 | |
| | He[m] | 4.1 | 3.5 | 2.49 | 2.49 | |
| Sollicitations | NS[KN] | 2746.1 | 2340.6 | 2010.5 | 1028.5 | |
| | T[KN] | 915 | 859.2 | 528.5 | 264.2 | |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 5149.2 | 3075.7 | 2541.3 | 2870.1 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -10081.2 | -8353 | -5674.4 | -4128.4 | |
| | nature | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Lc[m] | 1.251 | 0.996 | 1.144 | 1.517 | |
| | Lt[m] | 2.449 | 2.704 | 2.556 | 2.183 | |
| | d1[m] | 0.83 | 0.66 | 0.76 | 1.01 | |
| | d2[m] | 1.615 | 1.612 | 1.793 | 1.171 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 3395.82 | 2320.69 | 1782.55 | 1539.89 | |
| | N1[KN] | 890.76 | 358.23 | 329.91 | 446.11 | |
| | N2[KN] | 685.586 | 473.518 | 319.524 | 180.326 | |
| | Ferrailage | AV1[cm ² /bande] | 25.597 | 10.294 | 9.480 | 12.819 |
| AV2[cm ² /bande] | | 19.701 | 13.607 | 9.182 | 5.182 | |
| A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | | 10.95 | 6.97 | 8.01 | 10.62 | |
| A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | | 21.20 | 21.42 | 18.82 | 12.30 | |
| Avj [cm ²] | | 35.23 | 33.08 | 20.35 | 10.17 | |
| A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande] | | 34.40 | 18.56 | 14.57 | 15.36 | |
| A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande] | | 28.51 | 21.88 | 14.27 | 7.72 | |
| Av1 adopté [cm ²] | | 32.16 | 24.62 | 24.62 | 18.1 | |
| Av2 adopté [cm ²] | | 32.16 | 24.62 | 24.62 | 18.1 | |
| Choix par bande | | bande 1 | 2 x 8HA16 | 2x 8HA14 | 2 x8HA14 | 2 x8HA12 |
| | | bande 2 | 2 x8HA16 | 2x 8HA14 | 2 x8HA14 | 2 x8HA12 |
| Espacement | | bande 1 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | | bande 2 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| AH /nappe [cm ²] | | | 16.08 | 12.31 | 12.31 | 9.05 |
| AH adopté (cm ²) | | | 16.93 | 12.44 | 12.44 | 9.42 |
| choix de la section | | | 11 HA14 | 11 HA12 | 11 HA12 | 11 HA10 |
| Espacement st(cm) | | | | | | |
| Armatures transversales | | | 4 épingles HA8 /m ² | | | |
| vérifications des contraintes | | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | $\frac{243}{40}$ | 1.54 | 1.81 | 1.11 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 1.10 | 1.29 | 0.79 | 0.40 |
| | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | σ_{bc} | 2.66 | 2.88 | 2.47 | 1.29 |

Ferrailage des Voiles VT4 :

| | ZONE | I (S-S) | I (RDC) | I (étage 1,2) | II | |
|-------------------------------|---|---------------|--------------------------------|---------------|-----------|-----------|
| Caractéristique Géométrique | L[m] | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 1.8 | |
| | e[m] | 0.25 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B[m ²] | 0.45 | 0.36 | 0.36 | 0.36 | |
| | Hp[m] | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | |
| | H[m] | 4.5 | 3.9 | 2.89 | 2.89 | |
| | He[m] | 4.1 | 3.5 | 2.49 | 2.49 | |
| Sollicitations | NS[KN] | 1322.6 | 1241.9 | 973.3 | 519 | |
| | T[KN] | 381.4 | 437 | 339.3 | 255.5 | |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 1718.8 | 1514.7 | 967.1 | 600.9 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -6621.7 | -4887.2 | -3188.9 | -1883.9 | |
| | nature | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Lc[m] | 0.371 | 0.426 | 0.419 | 0.435 | |
| | Lt[m] | 1.429 | 1.374 | 1.381 | 1.365 | |
| | d1[m] | 0.25 | 0.28 | 0.28 | 0.29 | |
| | d2[m] | 1.182 | 1.090 | 1.102 | 1.075 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 1421.37 | 1201.73 | 771.57 | 473.12 | |
| | N1[KN] | 97.07 | 77.13 | 48.55 | 31.17 | |
| N2[KN] | 209.96 | 131.01 | 85.02 | 50.84 | | |
| Ferrailage | AV1[cm ² /bande] | 2.79 | 2.22 | 1.40 | 0.90 | |
| | AV2[cm ² /bande] | 6.03 | 3.76 | 2.44 | 1.46 | |
| | A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 3.25 | 2.98 | 2.93 | 3.05 | |
| | A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 15.51 | 11.45 | 11.57 | 11.28 | |
| | Avj [cm ²] | 14.68 | 16.82 | 13.06 | 9.84 | |
| | A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande] | 6.46 | 6.42 | 4.66 | 3.35 | |
| | A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande] | 9.70 | 7.97 | 5.71 | 3.92 | |
| | Av1 adopté [cm ²] | 6.78 | 6.78 | 6.78 | 6.78 | |
| | Av1 adopté [cm ²] | 18.1 | 18.1 | 18.1 | 32.14 | |
| | Choix par | bande 1 | 2 X 3HA12 | 2 X 3HA12 | 2 X 3HA12 | 2 X 3HA12 |
| | Bande | bande 2 | 2 X 8HA12 | 2 X 8HA12 | 2 X 8HA12 | 2 X 8HA12 |
| | Espacement | bande 1 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | | bande 2 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| | AH /nappe [cm ²] | | 6.22 | 6.22 | 6.22 | 6.22 |
| | AH adopté (cm ²) | | 7.06 | 7.06 | 7.06 | 7.06 |
| | choix de la section | | 9 HA10 | 9 HA10 | 9 HA10 | 9 HA10 |
| | Armatures transversales | | 4 épingles HA8 /m ² | | | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 1.32 | 1.89 | 1.47 | 1.10 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 0.94 | 1.35 | 1.05 | 0.79 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 2.61 | 3.07 | 2.33 | 1.24 |

Ferraillage des Voiles VL1:

| | ZONE | I (S-S) | I | II | III | |
|-------------------------------|---|---------------|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Caractéristique | L[m] | 1 | 1 | 1 | 1 | |
| | e[m] | 0.25 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B[m ²] | 0.25 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | Hp[m] | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | |
| | h[m] | 4.5 | 3.9 | 2.89 | 2.89 | |
| | He[m] | 4.15 | 3.55 | 2.54 | 2.54 | |
| Sollicitations | NS[KN] | 2201.4 | -1861.8 | 1553.6 | 813.5 | |
| | T[KN] | 329.2 | 283.6 | 310.9 | 188.3 | |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 3678.2 | 1742.8 | 997.1 | 734.3 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -7545 | -5995.9 | -3878.3 | -2580.1 | |
| | nature | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Lc[m] | 0.328 | 0.225 | 0.205 | 0.222 | |
| | Lt[m] | 0.672 | 0.775 | 0.795 | 0.778 | |
| | d1[m] | 0.29 | 0.25 | 0.23 | 0.22 | |
| | d2[m] | 0.382 | 0.523 | 0.562 | 0.551 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 2482.78 | 1405.09 | 826.20 | 594.98 | |
| | N1[KN] | 168.26 | 47.26 | 24.86 | 19.63 | |
| | N2[KN] | 140.83 | 87.77 | 54.46 | 37.53 | |
| Ferraillage | AV1[cm ² /bande] | 4.84 | 1.36 | 0.71 | 0.56 | |
| | AV2[cm ² /bande] | 4.05 | 2.52 | 1.56 | 1.08 | |
| | A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 2.87 | 1.58 | 1.43 | 1.55 | |
| | A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 5.96 | 6.56 | 6.92 | 6.62 | |
| | Avj [cm ²] | 12.67 | 10.92 | 11.97 | 7.25 | |
| | A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande] | 8.00 | 4.09 | 3.71 | 2.38 | |
| | A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande] | 7.22 | 5.25 | 4.56 | 2.89 | |
| | Av1 adopté [cm ²] | 9.24 | 6.78 | 6.78 | 6.78 | |
| | Av2 adopté [cm ²] | 15.38 | 11.3 | 11.3 | 11.3 | |
| | Choix par | bande1 | 2 X 3HA14 | 2 X 3HA12 | 2 X 3HA12 | 2 X 3HA12 |
| | bande | bande2 | 2 X 5HA14 | 2 X 5HA12 | 2 X 5HA12 | 2 X 5HA12 |
| | Espacement | bande1 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | | bande2 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | AH /nappe [cm ²] | | 6.15 | 4.52 | 4.52 | 4.52 |
| | AH adopté (cm ²) | | 6.78 | 4.71 | 4.71 | 4.71 |
| | choix de la section | | 6 HA12 | 6 HA10 | 6 HA10 | 6HA10 |
| | Armatures transversales | | 4 épingles HA8 /m ² | | | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 2.05 | 2.21 | 2.42 | 1.46 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 1.46 | 1.58 | 1.73 | 1.05 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 7.92 | -8.52 | 7.11 | 3.72 |

Ferrailage des Voiles VL2:

| | ZONE | I (S-S) | I | II | III | |
|-------------------------------|---|--------------------------------|----------|----------|----------|------|
| Caractéristique géométrique | L[m] | 2 | 2 | 2 | 2 | |
| | e[m] | 0.25 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B[m ²] | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | |
| | Hp[m] | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | |
| | H[m] | 4.5 | 3.9 | 2.89 | 2.89 | |
| | He[m] | 4.15 | 3.55 | 2.54 | 2.54 | |
| Sollicitations | NS[KN] | 7499.5 | 6390 | 5334.9 | 2774.2 | |
| | T[KN] | 1071.9 | 909.8 | 813.6 | 464 | |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 2769.2 | 2234.2 | 2012.7 | 2011 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -8995 | -6710 | -6796.3 | -4957 | |
| | Nature | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Lc[m] | 0.471 | 0.500 | 0.457 | 0.577 | |
| | Lt[m] | 1.529 | 1.500 | 1.543 | 1.423 | |
| | d1[m] | 0.51 | 0.53 | 0.51 | 0.48 | |
| | d2[m] | 1.019 | 0.97 | 1.03 | 0.943 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 2200.85 | 1738.26 | 1615.33 | 1467.11 | |
| | N1[KN] | 194.99 | 132.31 | 110.53 | 133.84 | |
| | N2[KN] | 334.35 | 202.92 | 200.04 | 152.28 | |
| Ferrailage | AV1[cm ² /bande] | 5.60 | 3.80 | 3.18 | 3.85 | |
| | AV2 [cm ² /bande] | 9.61 | 5.83 | 5.75 | 4.38 | |
| | A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 4.12 | 3.50 | 3.20 | 4.04 | |
| | A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 15.95 | 12.26 | 13.00 | 10.90 | |
| | Avj[cm ²] | 41.27 | 35.03 | 31.32 | 17.86 | |
| | A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande] | 15.92 | 12.56 | 11.01 | 8.31 | |
| | A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande] | 19.92 | 14.59 | 13.58 | 8.84 | |
| | Av1 adopté [cm ²] | 20.10 | 15.38 | 15.38 | 11.3 | |
| | Av1 adopté [cm ²] | 20.10 | 15.38 | 15.38 | 11.3 | |
| | Choix par bande 1 | 2X 5HA16 | 2X 5HA14 | X 5HA14 | 2X 5HA12 | |
| | bande 2 | 2 X 5HA16 | 2X 5HA14 | 2X 5HA14 | 2X 5HA12 | |
| | Espacement | bande 1 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | | bande 2 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| | AH /nappe [cm ²] | 9.03 | 7.69 | 7.69 | 5.65 | |
| | AH adopté (cm ²) | 9.23 | 7.92 | 7.92 | 7.92 | |
| | choix de la section | 6 HA14 | 7HA12 | 7HA12 | 7HA12 | |
| | Espacement st(cm) | | | | | |
| | Armatures transversales | 4 épingles HA8 /m ² | | | | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 3.33 | 3.53 | 3.16 | 1.80 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 2.382 | 2.52 | 2.26 | 1.28 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 13.53 | 14.32 | 11.95 | 6.39 |

Ferraillage des Voiles VL3 :

| | ZONE | I (S-S) | I | II | III | |
|-------------------------------|---|---------------------------------|------------------|-----------------|------------------|------|
| Caractéristique géométrique | L[m] | 3 | 3 | 3 | 3 | |
| | e[m] | 0.25 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B[m] | 0.75 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | |
| | Hp[m] | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | |
| | H[m] | 4.5 | 3.9 | 2.89 | 2.89 | |
| | He[m] | 4.15 | 3.55 | 2.54 | 2.54 | |
| Sollicitations | NS[KN] | 5001 | 4185 | 3636.1 | 1841 | |
| | T[KN] | 1329.4 | 1247.1 | 636.7 | 299.8 | |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 4389.5 | 2146.1 | 3232.3 | 3092.1 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -9960 | -8023.1 | -7111.9 | -5944.3 | |
| | nature | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Lc[m] | 0.92 | 0.633 | 0.937 | 1.027 | |
| | Lt[m] | 2.08 | 2.367 | 2.063 | 1.973 | |
| | d1[m] | 0.61 | 0.42 | 0.62 | 0.68 | |
| | d2[m] | 1.47 | 1.945 | 1.438 | 1.289 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 3099.83 | 1763.39 | 2252.93 | 2019.80 | |
| | N1[KN] | 572.74 | 165.01 | 342.80 | 349.84 | |
| N2[KN] | 569.79 | 342.95 | 323.89 | 260.37 | | |
| Ferraillage | AV1 [cm ² /bande] | 16.4582 | 4.74 | 9.85 | 10.05 | |
| | AV2[cm ² /bande] | 16.3732365 | 9.85 | 9.31 | 7.48 | |
| | A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 8.03 | 4.43 | 6.56 | 7.19 | |
| | A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 19.30 | 20.42 | 15.10 | 13.54 | |
| | Avj [cm ²] | 51.1819 | 48.01335 | 24.51295 | 11.5423 | |
| | A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande] | 29.25 | 16.75 | 15.98 | 12.94 | |
| | A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande] | 29.17 | 21.86 | 15.44 | 10.37 | |
| | Av1 adopté [cm ²] | 24.12 | 18.46 | 18.46 | 13.56 | |
| | Av2 adopté [cm ²] | 32.16 | 24.64 | 18.46 | 13.56 | |
| | Choix par bande 1 | 2x 6HA16 | 2 X 6HA14 | 2X 6HA14 | 2 X 6HA12 | |
| | bande 2 | 2x 8HA16 | 2 X 8HA14 | 2X 6HA14 | 2 X 6HA12 | |
| | Espacement | bande 1 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | | bande 2 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| | AH /nappe [cm ²] | 14.07 | 9.23 | 9.23 | 7.85 | |
| | AH adopté (cm ²) | 15.39 | 11.31 | 11.31 | 11.31 | |
| | choix de la section | 10 HA14 | 10 HA12 | 10 HA12 | 10 HA10 | |
| | Armatures transversales | 4 épingles HA8 /m ² | | | | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 2.76 | 3.23 | 1.65 | 0.78 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 1.97 | 2.31 | 1.18 | 0.56 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 5.99 | 6.30 | 5.55 | 2.87 |

Ferraillage des Voiles VL4 :

| | ZONE | I (S-S) | I | II | III | |
|--------------------------------------|---|--------------------------------|----------|----------|-----------|------|
| Caractéristiques Géométrique | L[m] | 1.67 | 1.67 | 1.67 | 1.67 | |
| | e[m] | 0.25 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B[m ²] | 0.4175 | 0.334 | 0.334 | 0.334 | |
| | Hp[m] | 0.35 | 0.35 | 0.35 | 0.35 | |
| | H[m] | 4.5 | 3.9 | 2.89 | 2.89 | |
| | He[m] | 4.15 | 3.55 | 2.54 | 2.54 | |
| Sollicitations | NS[KN] | 2448.4 | 2255.4 | 1791 | 967.3 | |
| | T[KN] | 357.3 | 309.8 | 253.7 | 112.6 | |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 3043.3 | 1014.4 | 744.1 | 1767.3 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -7904.3 | -5548.4 | -4139 | -3018.9 | |
| | nature | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Lc[m] | 0.46 | 0.258 | 0.254 | 0.617 | |
| | Lt[m] | 1.21 | 1.412 | 1.416 | 1.053 | |
| | d1[m] | 0.41 | 0.502 | 0.48 | 0.41 | |
| | d2[m] | 0.83 | 0.90 | 0.94 | 0.93 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 2262.15 | 890.76 | 654.92 | 1077.57 | |
| | N1[KN] | 205.25 | 32.79 | 23.73 | 116.95 | |
| N2[KN] | 253.44 | 110.44 | 81.59 | 69.21 | | |
| Ferraillage | AV1[cm ² /bande] | 5.8980 | 0.94 | 0.68 | 3.36 | |
| | AV2[cm ² /bande] | 7.28265063 | 3.17 | 2.34 | 1.99 | |
| | A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 4.06 | 1.81 | 1.78 | 4.32 | |
| | A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400) | 11.76 | 13.02 | 13.08 | 6.74 | |
| | Avj [cm ²] | 13.75605 | 11.9273 | 9.76745 | 4.3351 | |
| | A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande] | 9.34 | 3.92 | 3.12 | 4.44 | |
| | A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande] | 10.72 | 6.16 | 4.79 | 3.07 | |
| | Av1 adopté [cm ²] | 12.3 | 9.04 | 9.04 | 6.28 | |
| | Av2 adopté [cm ²] | 18.46 | 18.46 | 18.46 | 18.46 | |
| | Choix par bande 1 | 2x 4HA14 | 2X 4HA12 | 2X 4HA12 | 2 X 4HA10 | |
| | bande bande 2 | 2x 6HA14 | 2X 6HA12 | 2X 6HA12 | 2 X 6HA12 | |
| | Espacement | bande 1 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | | bande 2 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| | AH /nappe [cm ²] | 7.69 | 6.87 | 6.87 | 6.18 | |
| | AH adopté (cm ²) | 7.92 | 8.63 | 8.63 | 7.92 | |
| | choix de la section | 7 HA12 | 11 HA10 | 10 HA12 | 7 HA12 | |
| | Aremature transversales | 4 épingles HA8 /m ² | | | | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ | τ_b | 1.33 | 1.44 | 1.18 | 0.52 |
| | 2,26 Mpa | τ_u | 0.95 | 1.03 | 0.84 | 0.37 |
| | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ | σ_{bc} | 5.28 | 5.66 | 4.60 | 2.68 |

VIII.1.Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.
- Les semelles isolées.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VIII.2. Le choix de type de fondation:

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivant :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VIII.3. Pré-dimensionnement des semelles :**VIII.3.1. Semelle isolée :**

On doit vérifier que: $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

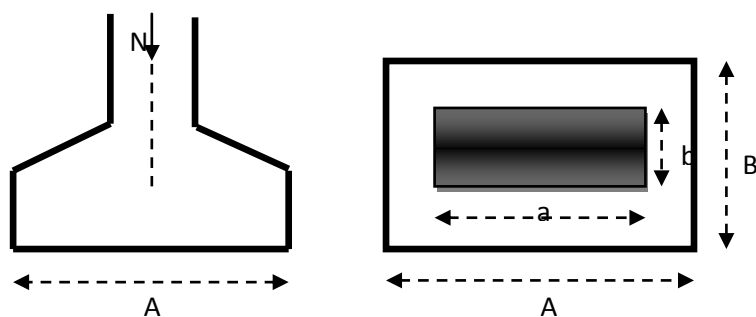


Figure VIII.1. Schéma d'une semelle isolée

Avec:

N : l'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Exemple de calcul :

$$\begin{cases} N_{Ser}=1261,7 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}=200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1261,7}{200}} = 2,51\text{m} \Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est: $S=n \times B^2=40 \times 3^2=360 \text{ m}^2$

Avec: n: nombre des poteaux

La section totale à la base est : $S_t=22,10 \times 14,45 =319,34 \text{ m}^2$

Donc : $S_t=360 \text{ m}^2 > 50\%S_{bat}=159,67 \text{ m}^2$

Remarque :

On remarque que la surface occuper par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.3.2. Semelles filantes :**VII.3.2.1. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec: $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

❖ Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

a) Sens transversal:

| Voiles | N_s | L(m) | B(m) | S=B x L (m ²) |
|-----------------|--------|------|------|---------------------------|
| VT ₁ | 536,5 | 2,00 | 1,34 | 2,68 |
| VT ₂ | 467,1 | 2,00 | 1,19 | 2,38 |
| VT ₃ | 523,1 | 2,00 | 1,30 | 1,34 |
| VT ₄ | 543,3 | 2,00 | 1,35 | 1,19 |
| VT ₅ | 1836,1 | 3,80 | 2,41 | 1,30 |
| VT ₆ | 1973,9 | 3,70 | 2,67 | 1,35 |
| VT ₇ | 604,7 | 1,80 | 1,68 | 2,41 |
| | | | | $\Sigma=32,42$ |

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

c) Sens longitudinal :

| Voiles | N_s | L(m) | B(m) | S=B x L (m ²) |
|------------------|--------|------|------|---------------------------|
| VL ₁ | 282,2 | 1,00 | 1,41 | 1,41 |
| VL ₂ | 304,4 | 1,00 | 1,52 | 1,52 |
| VL ₃ | 279,1 | 1,00 | 1,40 | 1,40 |
| VL ₄ | 268,3 | 1,00 | 1,34 | 1,34 |
| VL ₅ | 976,4 | 2,00 | 2,44 | 4,88 |
| VL ₆ | 975,9 | 2,00 | 2,44 | 4,88 |
| VL ₇ | 958,8 | 2,00 | 2,40 | 4,79 |
| VL ₈ | 942,0 | 2,00 | 2,36 | 4,71 |
| VL ₉ | 1924,3 | 3,00 | 3,21 | 9,62 |
| VL ₁₀ | 1922,7 | 3,00 | 3,20 | 9,61 |
| VL ₁₁ | 609,0 | 1,67 | 1,82 | 3,05 |
| VL ₁₂ | 616,0 | 1,67 | 1,84 | 3,08 |
| VL ₁₃ | 359,0 | 0,9 | 1,99 | 1,80 |
| VL ₁₄ | 385,3 | 0,9 | 2,14 | 1,93 |
| | | | | Σ54,02 |

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 32,42 + 54,02 = 86,44 \text{ m}^2$$

VIII.3.2.2. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est 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.

b) Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges: $R = \sum N_i$

Avec:

R : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte σ_{sol} .

$\sum N_i$: charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanentes et d'exploitation).

- **Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces:** $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Avec:

e_i : position de N_i par rapport au centre de la file considérée

- **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$\begin{cases} \text{si } e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{si } e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{cases}$$

$$\triangleright q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\triangleright q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$\triangleright q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :** $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

Avec: L : distance entre nus des poteaux.

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | N _S (KN) | M _{inf} (KN.m) | e _i (m) | N x e _i (KN.m) |
|---------|---------------------|-------------------------|--------------------|---------------------------|
| 1 | 1261,7 | -0,02 | -7,225 | -9115,78 |
| 2 | 1069,5 | 1,67 | -3,425 | -3663,03 |
| 3 | 1201,7 | 0,3 | 0,075 | 90,127 |
| 4 | 1062,5 | -0,02 | 3,525 | 3745,31 |
| 5 | 1139,9 | -0,02 | 7,225 | 8235,77 |
| | Σ=5735,3 | Σ= 1,91 | | Σ=-707,60 |

Tableau VIII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{(-707,60) + (1,91)}{5735,3} = -0,12\text{m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle:**

On a : $e = -0,12\text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{14,45}{6} = 2,40\text{m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5735,3}{14,45} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,12)}{14,45} \right) = 377,13 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5735,3}{14,45} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,12)}{14,45} \right) = 416,68 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5735,3}{14,45} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,12)}{14,45} \right) = 387,02 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle:**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{387,02}{200} = 1,93\text{m}$$

✓ Donc on opte pour $B = 2 \text{ m} \rightarrow S = B \times L = 2 \times 14,45 = 28,90 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S_x n$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 24,8 \times 7 = 202,3 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_t = S_p + S_v = 202,3 + 86,44 = 288,74 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 319,45 \text{ m}^2$

Donc : $S_t = 288,74 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}} = 159,72 \text{ m}^2$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.4:Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VII.4.1: Pré dimensionnement du radier :**a) Condition forfaitaire :****▪ Sous voiles:**

Epaisseur du radier est:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{380}{8} \leq h \leq \frac{380}{5} \Rightarrow 47,5 \leq h \leq 76 \text{ cm}$$

✓ On prend: **h = 80cm****▪ Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

 $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$; avec un minimum de 25cm

$$h_d \geq \frac{440}{20} = 19 \text{ cm}$$

✓ On prend: **h_d = 40 cm****▪ Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

soit : b_n = 50 cm**b) Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique**K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors $K=40 \text{ MPa}$

I : 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 nus des nervures.

$$\text{D'où } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.72 \text{ m}$$

✓ On prend: $h=80 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

$h_t = 80 \text{ cm}$ (hauteur de la nervure)

$b_n = 50 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

$h_d = 40 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

VII.4.2: Calcul de la surface du radier :

Charge permanente de la structure : $G = 53529,9 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 7473,8 \text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :

■ A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 53529,9 + 1.5 \times 7473,8 = 83489,56 \text{ KN}$$

- A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 53529,9 + 7473,8 = \mathbf{61003,7KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

- A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{83489,56}{1,33 \times 200} = \mathbf{313,87m^2}$$

- A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{61003,7}{200} = \mathbf{305,02m^2}$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max(s_{\text{nec}}^{\text{ELU}}, s_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = \mathbf{313,87cm^2}$$

$$S_{\text{bat}} = \mathbf{319,345cm^2} > S_{\text{rad}} = \mathbf{313,87cm^2}$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\text{cm}\right) = \mathbf{40\text{cm}}$$

✓ Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = \mathbf{80\text{ cm}}$

$$S_{\text{deb}} = (14,45 + 22,10) \times 2 \times 0,8 = \mathbf{58,48m^2}$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 319,345 + 58,48 = \mathbf{377,83\text{ m}^2}$$

Donc : La surface totale du radier $S_{\text{rad}} = \mathbf{377,83\text{ m}^2}$

VIII.4.3: Calcul des sollicitations :

a) Charges permanentes :

▪ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

▪ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 348,24 \times 0,4 \times 25 = 3482,4 \text{ KN}$$

▪ Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times h_n \times \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \times m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,50 \times 0,4 \times 25 \times (22,10 \times 7 + 14,45 \times 4) = 1062,5 \text{ KN}$$

▪ Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \times m) = 0,50 \times 212,5 = 106,25 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (348,24 - 106,25) \times (0,8 - 0,4) \times 17 = 1645,532 \text{ KN}$$

▪ Poids de la dalle flottante

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (348,24 - 106,25) \times 0,10 \times 25 = 604,975 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 3482,4 + 1062,5 + 1645,532 + 604,975 = 6795,407 \text{ KN}$$

Donc : Le poids totale du radier $G_{\text{rad}} = 6795,407 \text{ KN}$

b) Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 7473,8 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 3,5 \times 377,82 = 1322,39 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 53529,2 + 6795,407 = 60324,61 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 7473,8 + 1322,39 = \mathbf{8796,19 \text{ KN}}$$

d) **Combinaison d'actions :**

▪ A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 60324,61 + 1.5 \times 8796,19 = \mathbf{94632,51 \text{ KN}}$$

▪ A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 60324,61 + 8796,19 = \mathbf{69120,8 \text{ KN}}$$

VII.4.4 : Les Vérifications :

a) **Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :**

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0.9h_d=0.9 \times 40=36 \text{ cm}$

$$T_U^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{94632,51 \times 1}{377,82} \times \frac{3,80}{2} = 475,89 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{475,89 \times 10^3}{1000 \times 36} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

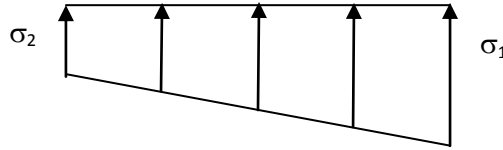


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

▪ A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

▪ A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

❖ Le centre de gravite du radier :

$$X_G = \frac{Lx}{2} = 11,85 \text{ m} \quad Y_G = \frac{Ly}{2} = 8,02 \text{ m}$$

❖ Moment d'inertie du radier:

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 23,7 \times 16,05^3 / 12 = 8165,67 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{b^3h}{12} = 23,7^3 \times 16,05 / 12 = 17804,87 \text{ m}^4$$

a) Sens longitudinal :

▪ A l'ELU :

$$M_x = 94313,34 + 3469,3 \times 0,8 = 7088,78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{94632,51}{377,83} + \frac{7088,78}{8165,67} \times 11,85 = 260,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{94632,51}{377,83} - \frac{7088,78}{8165,67} \times 11,85 = 240,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{\text{D'où}} : \sigma_m = \frac{3 \times 260,75 + 240,17}{4} = 255,60 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 255,60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **A l'ELS :**

$$M_x = 94313,34 + 3469,3 \times 0,8 = 7088,78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69120,8}{377,83} + \frac{7088,78}{8165,67} \times 11,85 = 193,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69120,8}{377,83} - \frac{7088,78}{8165,67} \times 11,85 = 172,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{\text{D'où}} : \sigma_m = \frac{3 \times 193,23 + 172,65}{4} = 188,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 188,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens transversal :

$$M_y = 4317,02 + 3516,2 \times 0,8 = 7129,98 \text{ KN.m}$$

▪ **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{94632,51}{377,83} + \frac{7129,98}{17804,87} \times 8,02 = 253,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{94632,51}{377,83} - \frac{7129,98}{17804,87} \times 8,02 = 247,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{\text{D'où}} : \sigma_m = \frac{3 \times 253,67 + 247,25}{4} = 252,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 252,06 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ A l'ELS :

$$M_Y = 4317,02 + 3516,2 \times 0,8 = 7129,98 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69120,8}{377,83} + \frac{7129,98}{17804,87} \times 8,02 = \mathbf{186,15 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69120,8}{377,83} - \frac{7129,98}{17804,87} \times 8,02 = \mathbf{179,73 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 186,15 + 179,73}{4} = \mathbf{184,53 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \mathbf{184,53 \text{ KN/m}^2} < \sigma_{sol} = \mathbf{200 \text{ KN/m}^2} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha = 1,5$: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ NK/m}^3$).

z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0,8 \text{ m}$).

AN:

$$P' = 1,5 \times 10 \times 377,83 \times 0,8 = 4533,96 \text{ KN.}$$

$$p = (G_{superstructure} + G_{infrastructure}) = 60324,61 \text{ KN}$$

$$P = \mathbf{60324,61 \text{ KN}} > P' = \mathbf{4533,96 \text{ KN}} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ Pas de risque de soulèvement de la structure.

d) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42 BAEL91 modifiées 99):

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $\leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

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 bonde de 1 m).

h : Épaisseur totale du radier.

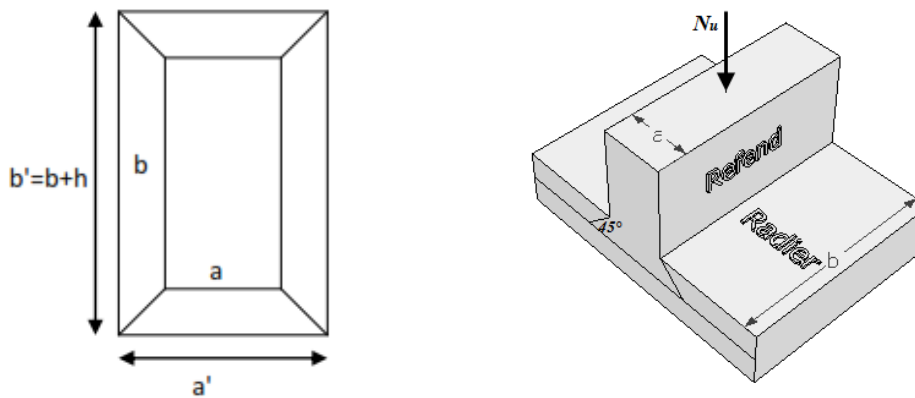


Figure .VIII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

❖ **Calcul du périmètre utile :**

1. Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5 \text{ m}.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3000 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1468,6 \text{ KN} < N'_u = 3000 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Voiles :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,25 + 3,8 + 2 \times 0,8) = 11,3 \text{ m}.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 11,3 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6780 \text{ KN}.$$

$$N_u = 2511KN < N'_u = 6780KN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e). Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au

$$\text{renversement : } \left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{7088,78}{69120,8} = 0,10m < \frac{22,10}{4} = 5,52m \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{7129,98}{69120,8} = 0,10m < \frac{14,45}{4} = 3,61m \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.5: Ferrailage du radier :

VIII.4.5.1 : Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL91**

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

✓ On distingue deux cas :

1^{er} Cas: Si $\alpha < 0,4$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1$ \implies 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 : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

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'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3,50 \text{ m} ; L_y = 3,80$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,50}{3,80} = 0,92$$

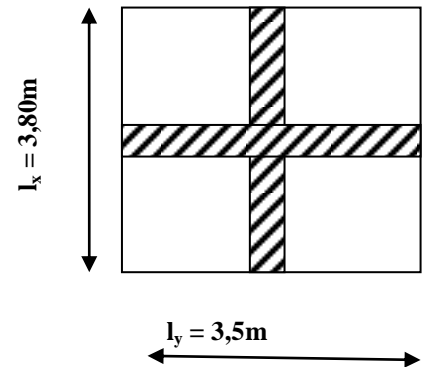


Figure VIII.4 : Le panneau le plus sollicité.

$0,4 < \rho = 0,93 < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

- A l'ELU : $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(255,60 ; 252,06) = 255,60 \text{ KN/m}^2$
Tapez une équation ici.
- A l'ELS : $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(188,08 ; 184,53) = 195,77 \text{ KN/m}^2$

D'où :

- A l'ELU : $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(255,60 - \frac{6795,407}{377,82} \right) \times 1 \text{ m} = 237,61 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS : $q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(188,08 - \frac{6795,407}{377,82} \right) \times 1 \text{ m} = 170,09 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul à L'ELU :▪ Moments fléchissant :

Suivant la petite portée: $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$

Suivant la grande portée: $M_{0y} = \mu_y M_x$

Avec: μ_x et μ_y : coefficient données en fonction du rapport ρ et du coefficient du Poisson $\nu\rho = 0,92$ et $\nu = 0$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{cases}$$

AN:

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0438 \times 237,61 \times 3,5^2 = 127,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,819 \times 127,48 = 104,41 \text{ KN.m}$$

▪ Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement 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 travée.

▪ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 127,49 = 95,61 \text{ KN}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 104,41 = 78,31 \text{ KN.m}$$

▪ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 127,49 = -63,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 104,41 = -52,20 \text{ KN.m}$$

❖ Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec: $b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

| Sens | Zone | M _u (KN.m) | μ _u | β | Section | A (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | s _t (cm) |
|------|--------|--------------------------|----------------|-------|---------|-------------------------|---|---------------------|
| Xx | Appuis | 63,74 | 0,03 | 0,985 | SSA | 5,02 | 5HA12 =5,65 | 20 |
| | Travée | 95,61 | 0,05 | 0,974 | SSA | 7,62 | 5HA14 =7,69 | 20 |
| Yy | Appuis | 52,20 | 0,027 | 0,986 | SSA | 4,11 | 5HA12 = 5,65 | 20 |
| | Travée | 78,31 | 0,04 | 0,980 | SSA | 6,2 | 5HA14 = 7,69 | 20 |

Tableau VIII.4 : Ferrailage du radier.

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

❖ **Vérification à L'ELU :**

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{bh} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec ω₀: pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètre et de la résistance à la compression du béton .

Donc: ω₀ = 0.0008 pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0,92}{2} \times 100 \times 40 = 3,32 \text{ cm}^2$$

| Sens | Zone | A(cm ²) | A _{min} (cm ²) | Observation |
|------|--------|---------------------|-------------------------------------|--------------------|
| Xx | Appuis | 5,65 | 3.28 | Condition vérifiée |
| | Travée | 7,69 | | Condition vérifiée |
| Yy | Appuis | 5,65 | | Condition vérifiée |
| | Travée | 7,69 | | Condition vérifiée |

Tableau VIII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } p = q_{um} l_x l_y = 237,61 \times 3,5 \times 3,80 = 3160,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \text{ Sens x-x} : V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3160,21}{3 \times 3,80} = 277,21 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y} : V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3160,21}{2 \times 3,8 + 3,5} = 284,70 \text{ KN}$$

AN:

$$\tau_u = \frac{284,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,37} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \tau_u = 0,77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Calcul à l'E.L.S :

$$\text{On a : } \rho = 0,92 \text{ et } \nu = 0,2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,051 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,051 \times 170,09 \times 3,5^2 = \mathbf{106,26 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,875 \times 106,26 = \mathbf{92,97 \text{ KN.m}}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 106,26 = \mathbf{79,69 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 92,97 = \mathbf{69,72 \text{ KN.m}}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 106,26 = \mathbf{-53,13 \text{ KN}}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 92,97 = \mathbf{-46,48 \text{ KN.m}}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

a) **Vérification des contraintes :**

- **Dans le béton :**

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Exemple de calcul :

- **Sens x-x :**

Aux appuis : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,152 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,936 \\ K_1 = 63,12 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad K = 0,016$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{53,13 \times 10^3}{0,936 \times 37 \times 5,65} = 271,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 4,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| Sens | Zone | As (cm ²) | Ms | ρ ₁ | β ₁ | K ₁ | σ _{st} | σ̄ _{st} | σ _b | σ̄ _b | Obs |
|------|--------|-----------------------|-------|----------------|----------------|----------------|-----------------|------------------|----------------|-----------------|-----------|
| X-X | Appuis | 5,65 | 53,13 | 0,152 | 0,936 | 63,12 | 271,52 | 348 | 4,30 | 15 | Cv |
| | Travée | 7,69 | 79,69 | 0,207 | 0,926 | 52,57 | 302,45 | 348 | 5,75 | 15 | Cv |
| Y-Y | Appuis | 5,65 | 46,48 | 0,152 | 0,936 | 63,12 | 237,54 | 348 | 3,76 | 15 | Cv |
| | Travée | 7,69 | 69,72 | 0,207 | 0,926 | 52,57 | 264,61 | 348 | 5,03 | 15 | Cv |

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VIII.4.5.2: Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

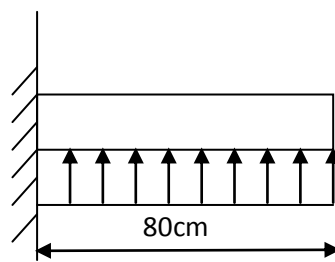


Figure VIII.5: Schéma statique du débord.

❖ Sollicitation de calcul :

▪ A l'ELU :

$$P_u = q_u = 237,61 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-237,61 \times 0,8^2}{2} = -76,03 \text{ KN.m}$$

▪ **A l'ELS :**

$$P_s = q_s = 170,09 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-170,09 \times 0,8^2}{2} = -54,43 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{76,03 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,039 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{76,03 \times 10^6}{0,980 \times 370 \times 348} = 6,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA14} = 6,15 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

a) **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 37} = 0,166$$

$$\rho_1 = 0,166 \rightarrow \beta_1 = 0,933 \rightarrow \alpha_1 = 0,201$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,201}{15(1 - 0,201)} = 0,016MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{54,43 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,37 \times 6,15 \times 10^{-4}} = 256,37MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 256,37 = 4,10MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 256,37MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 348MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.5.3 : Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

❖ **Cas de chargement trapézoïdal :**

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

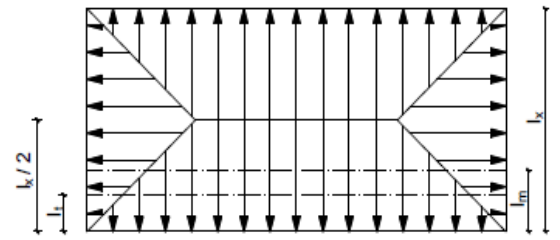


Figure VIII.6: Répartition trapézoïdale

❖ **Le Chargement simplifié :**

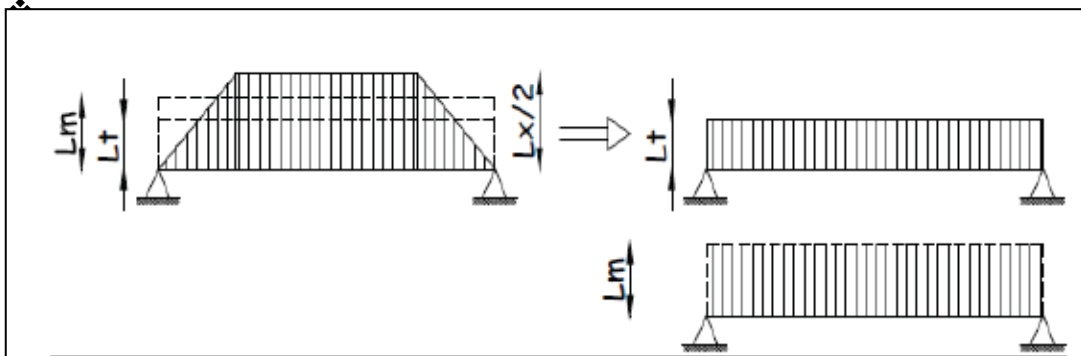
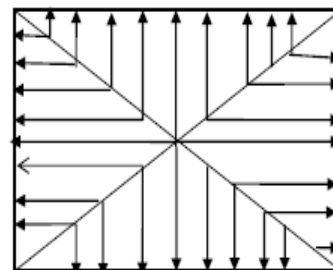


Figure VIII.7: Présentation du chargement simplifié

❖ **Cas de chargement triangulaire :**

Moment fléchissant : $l_m = 0.333xl_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25xl_x$



Figures VIII.8: Répartition triangulaire.

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens longitudinal :

| | | | | | | | | | | Moment fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|--------|-------------|-----|-----|-----------|---------------|-----------|------------|--------|--------|--------------------|----------------|---------|----------------|------------------|----------------|---------|----------------|
| travée | Pan neau | Lx | Ly | ρ | Charge | lm | lt | qu | qs | Qum | somme Qum | Qsm | somme Qsm | Qut | somme Qut | Qst | somme Qst |
| a-b | 1 | 3 | 3,8 | 0,7894737 | Trapezoidale | 1,1883657 | 1,03254848 | 237,61 | 170,09 | 282,368 | | 202,129 | | 245,344 | | 175,626 | |
| | 2 | 3 | 3,5 | 0,8571429 | Trapezoidale | 1,1326531 | 0,95 | 237,61 | 170,09 | 269,130 | 551,497 | 192,653 | 394,782 | 225,487 | 470,831 | 161,412 | 337,038 |
| b-c | 1 | 3,3 | 3,8 | 0,8684211 | Trapezoidale | 1,2352147 | 1,02782202 | 237,61 | 170,09 | 293,499 | | 210,098 | | 244,221 | | 174,822 | |
| | 2 | 3,3 | 3,5 | 0,9428571 | Trapezoidale | 1,1610612 | 0,91659184 | 237,61 | 170,09 | 275,880 | 569,379 | 197,485 | 407,583 | 217,791 | 462,012 | 155,903 | 330,725 |
| C-D | 1 | 3,5 | 3,8 | 0,9210526 | Trapezoidale | 1,2551362 | 1,00770429 | 237,61 | 170,09 | 298,233 | | 213,486 | | 239,441 | | 171,400 | |
| | 2 | 3,5 | 3,5 | 1 | ltriangulaire | 1,1655 | 0,875 | 237,61 | 170,09 | 276,934 | 575,167 | 198,240 | 411,726 | 207,909 | 447,349 | 148,829 | 320,229 |
| D-E | 1 | 2,5 | 3,8 | 0,6578947 | Trapezoidale | 1,069656 | 0,97948407 | 237,61 | 170,09 | 254,161 | | 181,938 | | 232,735 | | 166,600 | |
| | 2 | 2,5 | 3,5 | 0,7142857 | Trapezoidale | 1,037415 | 0,93112245 | 237,61 | 170,09 | 246,500 | 500,661 | 176,454 | 358,392 | 221,244 | 453,979 | 158,375 | 324,975 |
| E-F | 1 | 3,5 | 3,8 | 0,9210526 | Trapezoidale | 1,2551362 | 1,00770429 | 237,61 | 170,09 | 298,233 | | 213,486 | | 239,441 | | 171,400 | |
| | 2 | 3,5 | 3,5 | 1 | ltriangulaire | 1,1655 | 0,875 | 237,61 | 170,09 | 276,934 | 575,167 | 198,240 | 411,726 | 207,909 | 447,349 | 148,829 | 320,229 |
| F-G | 1 | 3,3 | 3,8 | 0,8684211 | Trapezoidale | 1,2352147 | 1,02782202 | 237,61 | 170,09 | 293,499 | | 210,098 | | 244,221 | | 174,822 | |
| | 2 | 3,3 | 3,5 | 0,9428571 | Trapezoidale | 1,1610612 | 0,91659184 | 237,61 | 170,09 | 275,880 | 569,379 | 197,485 | 407,583 | 217,791 | 462,012 | 155,903 | 330,725 |
| G-H | 1 | 3 | 3,8 | 0,7894737 | Trapezoidale | 1,1883657 | 1,03254848 | 237,61 | 170,09 | 282,368 | | 202,129 | | 245,344 | | 175,626 | |
| | 2 | 3 | 3,5 | 0,8571429 | Trapezoidale | 1,1326531 | 0,94897959 | 237,61 | 170,09 | 269,130 | 551,497 | 192,653 | 394,782 | 225,487 | 470,831 | 161,412 | 337,038 |

Tableau VIII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

- Sens transversal :

| | | | | | | | | | | Moment fléchissant | | | Effort tranchant | | | | |
|--------|-------------|------|------|-----------|--------------|-----------|-----------|--------|--------|--------------------|----------------|---------|------------------|---------|----------------|---------|----------------|
| travée | pan neau | Lx | Ly | ρ | Charge | lm | lt | qu | qs | Qum | somme Qum | Qsm | somme Qsm | Qut | somme Qut | Qst | somme Qst |
| a-b | 1 | 3,3 | 3,8 | 0,8684211 | trapézoïdale | 1,2352147 | 1,2352147 | 237,61 | 170,09 | 293,499 | | 210,098 | | 293,499 | | 210,098 | |
| | 2 | 3,5 | 3,8 | 0,9210526 | trapézoïdale | 1,2551362 | 1,2551362 | 237,61 | 170,09 | 298,233 | 591,732 | 213,486 | 423,584 | 298,233 | 591,732 | 213,486 | 423,584 |
| b-c | 1 | 3,3 | 3,5 | 0,9428571 | trapézoïdale | 1,1610612 | 1,1610612 | 237,61 | 170,09 | 275,880 | | 197,485 | | 275,880 | | 197,485 | |
| | 2 | 3,5 | 3,5 | 1 | Triangulaire | 1,1655 | 0,875 | 237,61 | 170,09 | 276,934 | 552,814 | 198,240 | 395,725 | 207,909 | 483,789 | 148,829 | 346,314 |
| c-d | 1 | 3,3 | 3,45 | 0,9565217 | trapézoïdale | 1,1467864 | 1,1467864 | 237,61 | 170,09 | 272,488 | | 195,057 | | 272,488 | | 195,057 | |
| | 2 | 3,45 | 3,5 | 0,9857143 | trapézoïdale | 1,1663112 | 1,1663112 | 237,61 | 170,09 | 277,127 | 549,615 | 198,378 | 393,435 | 277,127 | 549,615 | 198,378 | 393,435 |
| d-e | 1 | 3,3 | 3,7 | 0,8918919 | trapézoïdale | 1,2124909 | 1,2124909 | 237,61 | 170,09 | 288,100 | | 206,233 | | 288,100 | | 206,233 | |
| | 2 | 3,5 | 3,7 | 0,9459459 | trapézoïdale | 1,2280253 | 1,2280253 | 237,61 | 170,09 | 291,791 | 579,891 | 208,875 | 415,107 | 291,791 | 579,891 | 208,875 | 415,107 |

Tableau VIII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

b). Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens longitudinal :

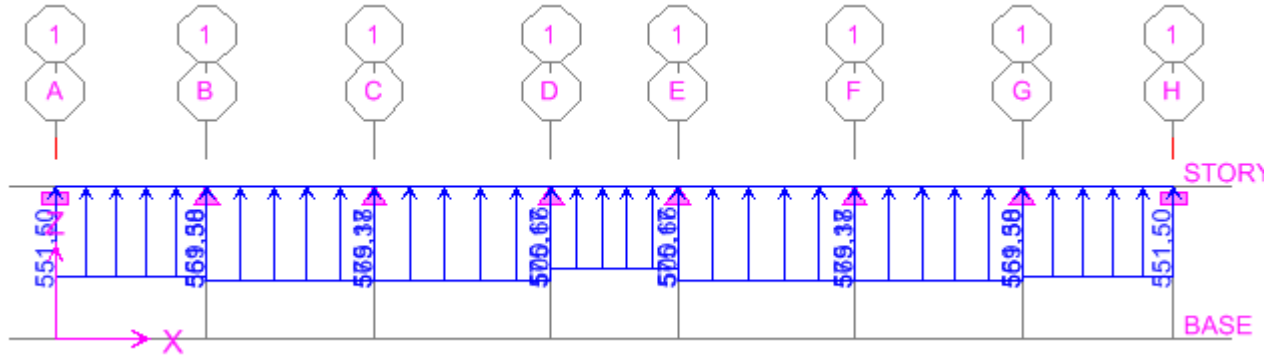


Figure VIII.9 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

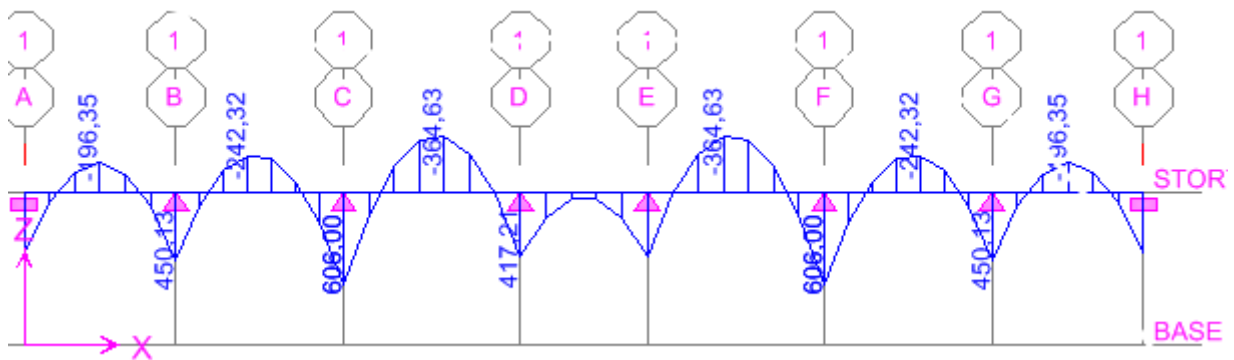


Figure VIII.10 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

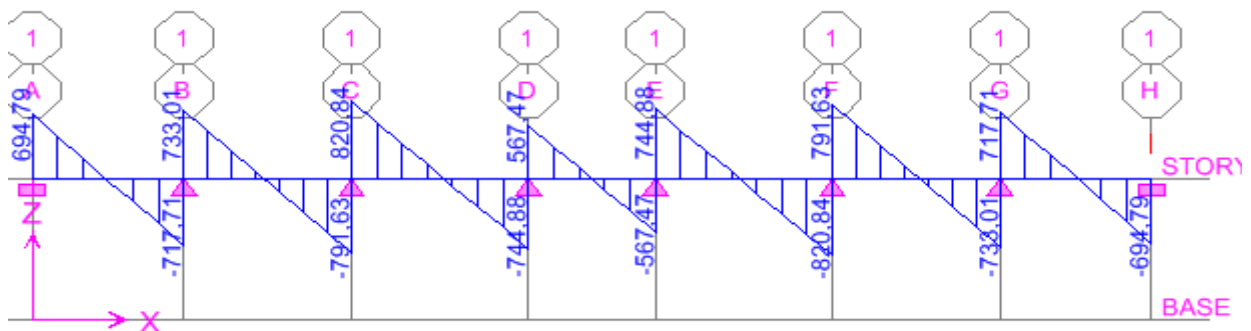


Figure VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

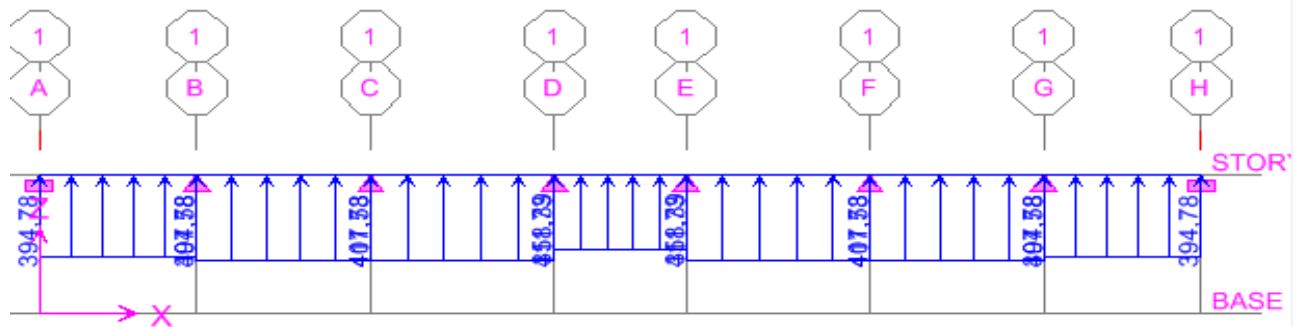


Figure VIII.12: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

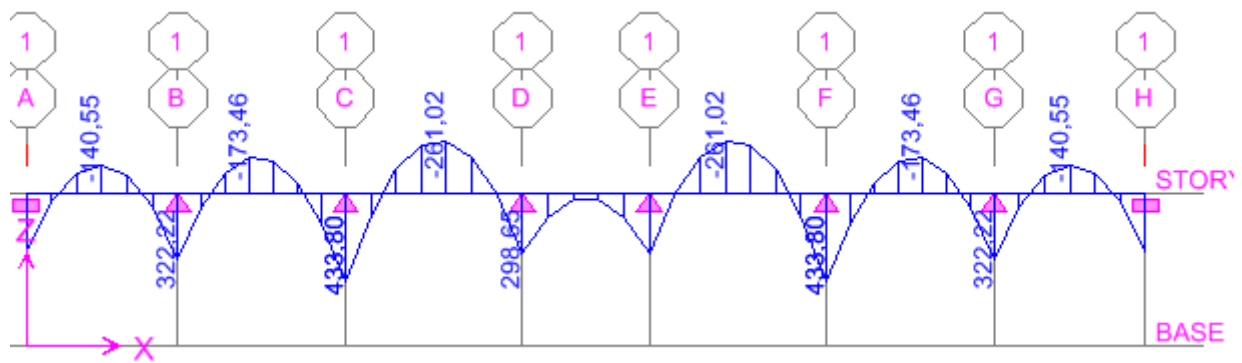


Figure VIII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

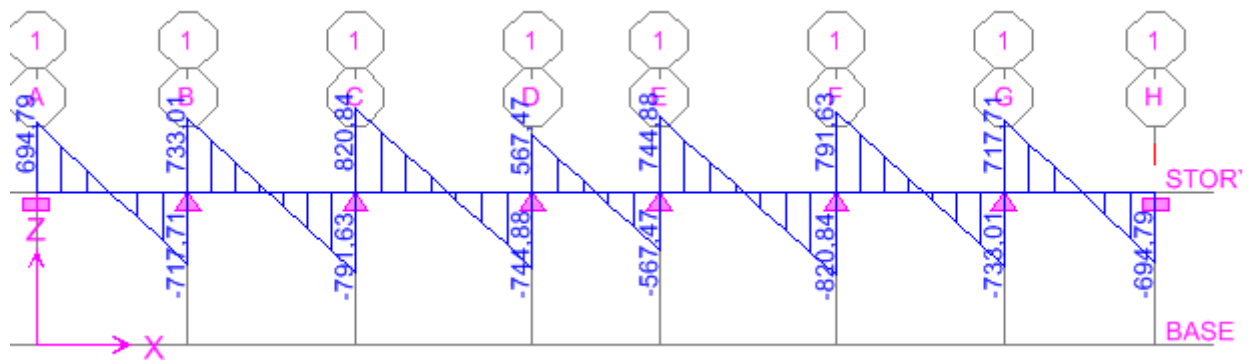


Figure VIII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

➤ Sens transversal :

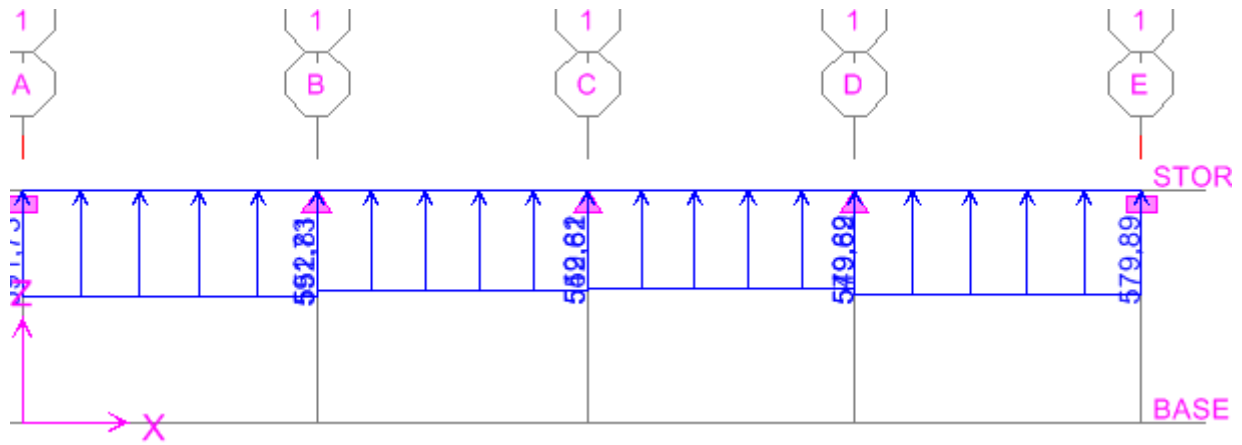


Figure VIII.15 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

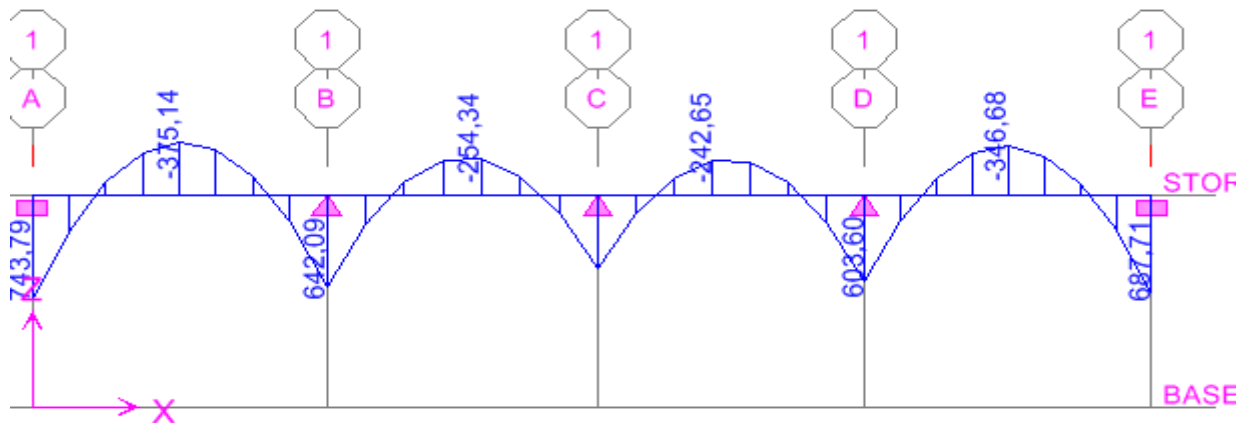


Figure VIII.16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

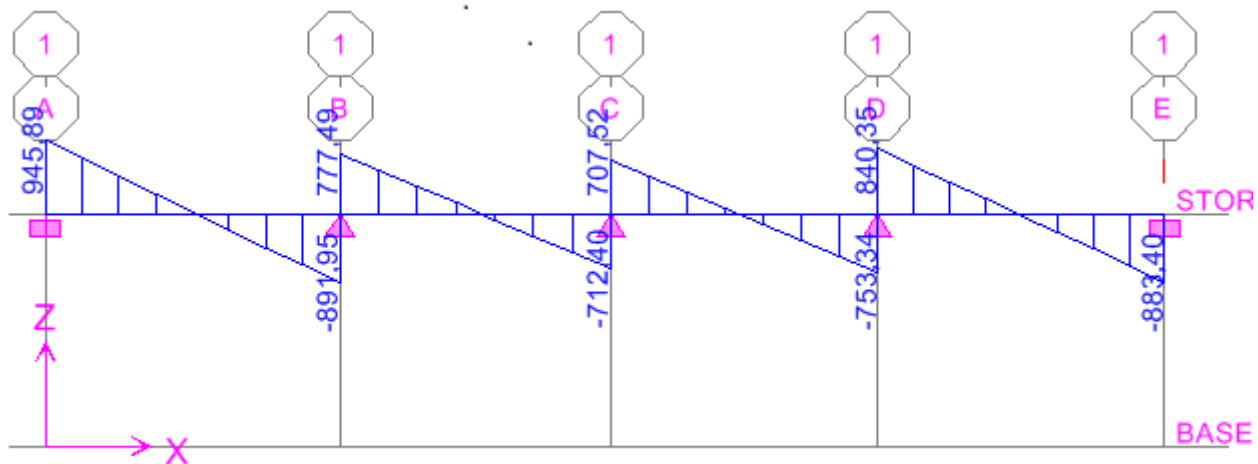


Figure VIII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

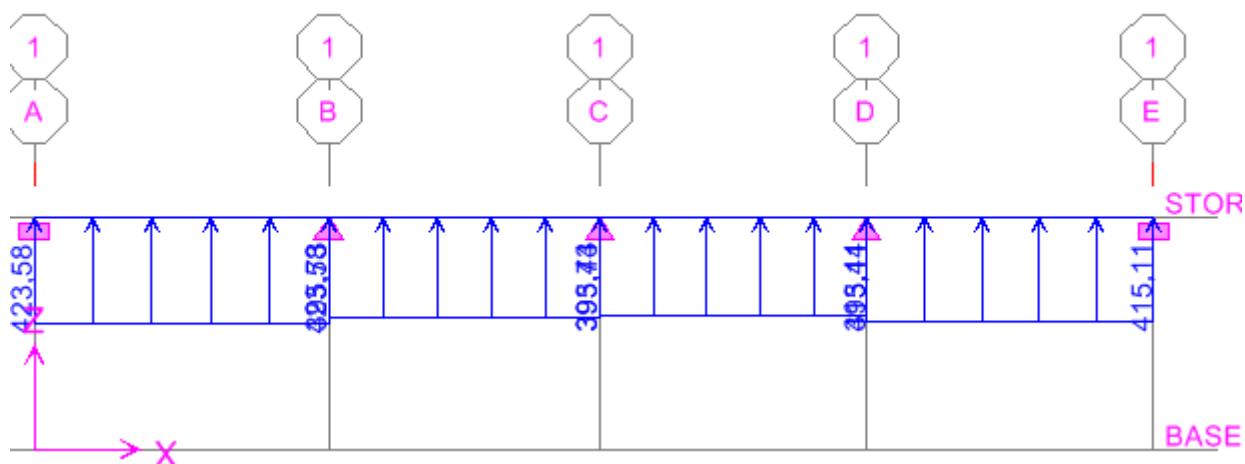


Figure VIII.18 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

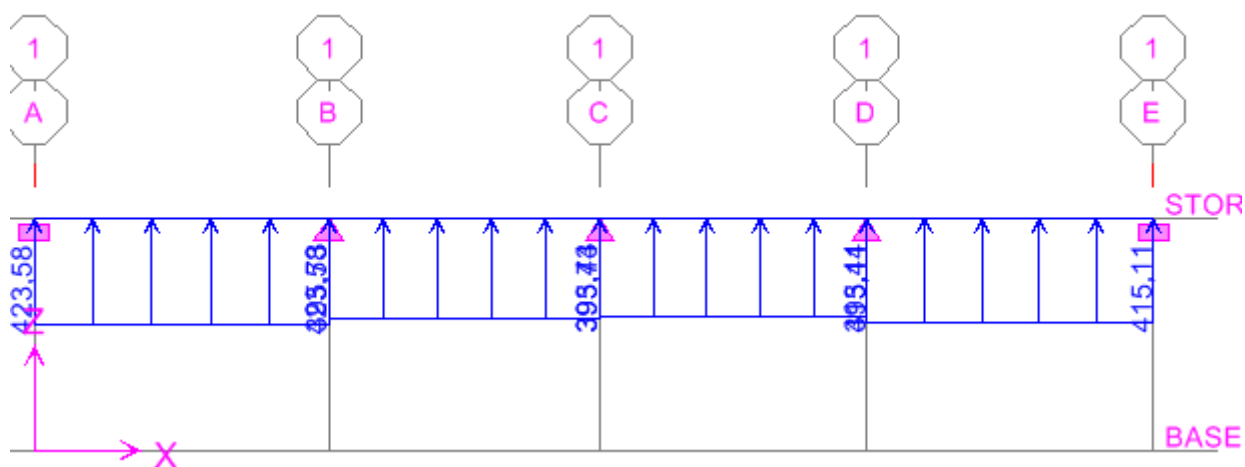


Figure VIII.19 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

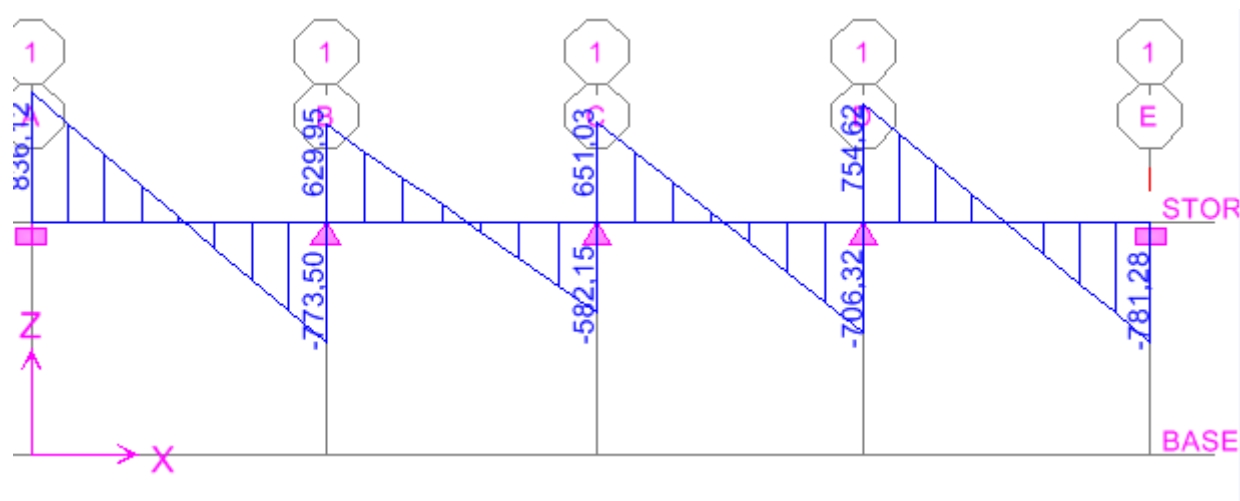


Figure VIII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

c).Ferrailage :

❖ Les efforts internes dans les nervures :

| | Sens longitudinal | | Sens transversal | |
|-------------------|-------------------|--------|------------------|--------|
| | ELU | ELS | ELU | ELS |
| M_{amax} (KN.m) | 606 | 433,80 | 743,79 | 532,43 |
| M_{tmax} (KN.m) | 364,63 | 261,02 | 375,14 | 268,54 |
| T_{max} (KN) | 820,84 | 587,59 | 945,89 | 707,82 |

Tableau VIII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

❖ Calcul des Armatures :

▪ Armatures longitudinales :

$h_n = 80\text{cm}$; $b_n = 45\text{ cm}$; $d = 77\text{cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

| Sens | Zone | M_u (KN.m) | μ_u | β | Section | A (cm ²) | $A_{adoptée}$ (cm ²) |
|------|--------|-----------------|---------|---------|---------|-------------------------|---|
| xx | Appuis | 605,98 | 0,160 | 0,912 | SSA | 24,79 | 5HA20(fil) + 5HA16(chap) = 25,75 |
| | Travée | 364,62 | 0,096 | 0,949 | SSA | 14,33 | 5HA20(fil) =15,70 |
| yy | Appuis | 743,75 | 0,196 | 0,890 | SSA | 31,18 | 5HA20(fil) + 5HA20(chap) = 31,40 |
| | travée | 375,12 | 0,099 | 0,947 | SSA | 14,78 | 5HA20(fil) =15,70 |

Tableau VIII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

▪ Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

✓ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

✓ Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{20; 24\} = 10\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

✓ Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2$$

Soit : $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$ (deux cadre et un étrier)

✓ 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 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1 \times 0,8 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA16 = 4,02cm²**

e. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 77 \times \frac{2.1}{400} = 4,18\text{cm}^2$$

✓ **Sens longitudinale :**

Aux appuis :

$$A_a = 25, 12\text{cm}^2 > A_{\min} = 4, 18\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 20, 6\text{cm}^2 > A_{\min} = 4, 18\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens transversal:**

Aux appuis :

$$A_a = 31, 4\text{cm}^2 > A_{\min} = 4, 18\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 20, 6\text{cm}^2 > A_{\min} = 4, 18\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2.5\text{Mpa}$$

✓ **Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 820,80 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{8208}{45 \times 77} = 2, 36 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sens transversal: $T_u^{\max} = 707,82\text{KN}$

✓

$$\tau_u = \frac{7078,2}{45 \times 77} = 2,04\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e.Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

✓ Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

| Sens | Zone | As (cm ²) | Ms | ρ ₁ | β | K ₁ | σ _{st} | σ _b | σ _b | Obs |
|------|--------|-----------------------|--------|----------------|-------|----------------|-----------------|----------------|----------------|-----|
| Xx | Appuis | 25,12 | 453,46 | 0,725 | 0,876 | 25,32 | 267,62 | 10,57 | 15 | Cv |
| | Travée | 20,60 | 272,85 | 0,594 | 0,886 | 28,86 | 194,14 | 6,72 | 15 | Cv |
| Yy | Appuis | 31,40 | 556,56 | 0,906 | 0,865 | 22,06 | 266,12 | 12,06 | 15 | Cv |
| | travée | 20,60 | 280,71 | 0,594 | 0,886 | 28,86 | 199,74 | 6,92 | 15 | Cv |

Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

IX.1.Introduction:

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un Mur de soutènement qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le mur plaque assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Reprendre les charges et surcharges des terres.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

IX.2.Pré-dimensionnement de mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99-version 2003 est de 15 cm ; on adopte pour une épaisseur de 20cm. Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de Sous-sol, pour une bande de 1m de largeur.

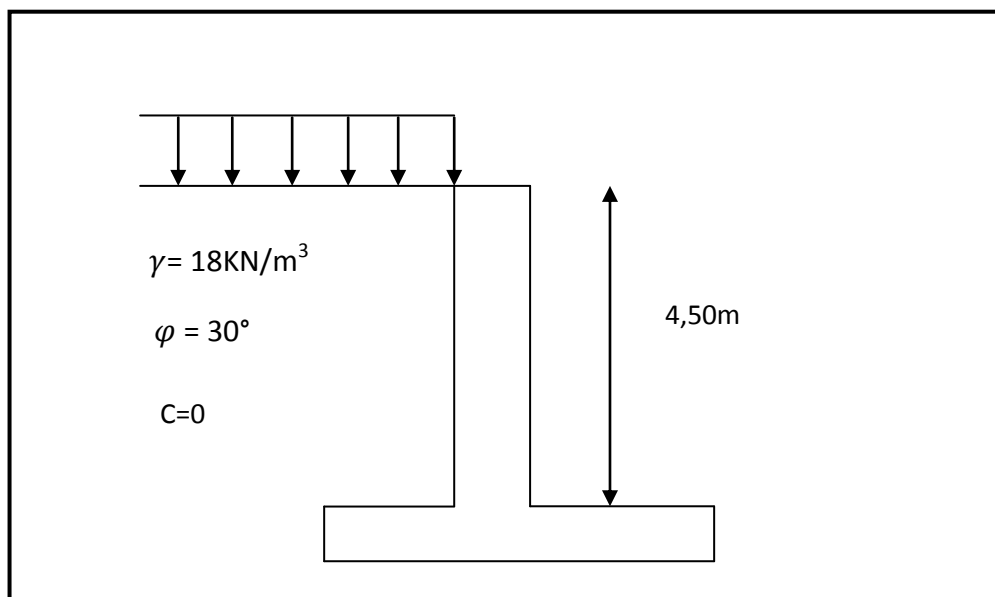
IX.2.1.Caractéristiques du sol :

Figure IX.1. : Schéma statique du Mur plaque

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible de sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.

- $\lambda=0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta=0$: obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable).

• **Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :**

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA doit être supérieure ou égale à 15 cm. On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

IX.2.2.Détermination des sollicitations :

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - 0,5 \quad \implies \mathbf{K_0 = 0,50}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

IX.2.3.Calcul des sollicitations :

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4.50 \text{ m}$$

- **A l'ELU :**

$$\mathbf{K_0=0,5}$$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$\mathbf{h=0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{h=4,50 \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 4,50 + 1,5 \times 10) = 62,17 \text{ KN}}$$

- A l'ELS:

$$\sigma'H = K_a \times \sigma V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma'_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4,50 \rightarrow \sigma'_{H2} = 0,5 \times (10 + 18 \times 4,50) = 45,50 \text{ KN/m}^2$$

IX.2.4. Diagrammes des contraintes :

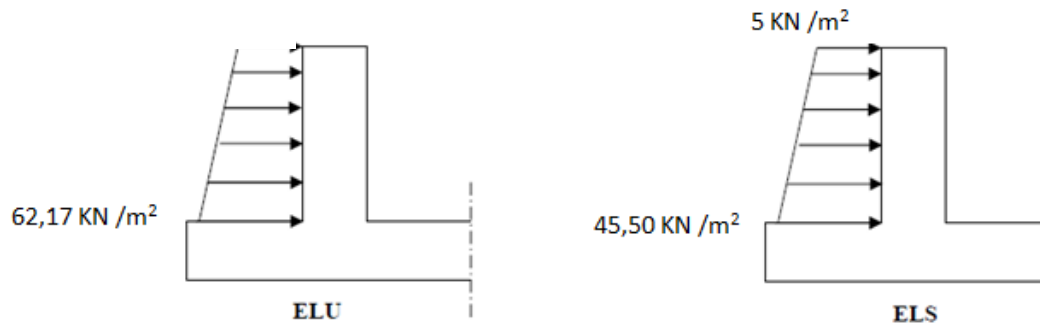


Figure IX.2: Diagramme des contraintes

IX.2.5.

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- A l'ELU :

$$q_u = \frac{(3 \sigma_1 + \sigma_2)}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 62,17 + 7,5)}{4} \times 1m = 48,50 \text{ KN/m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = \frac{(3 \sigma'_1 + \sigma'_2)}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 45,50 + 5)}{4} \times 1m = 35,37 \text{ KN/m}$$

IX.3. Ferrailage de mur plaque :

IX.3.1. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

Moment en travée 0,75 et moment aux appuis 0,5

IX.3.2. Identification des panneaux :

$$L_x = 3,5\text{m}$$

$$L_y = 4,50\text{m}$$

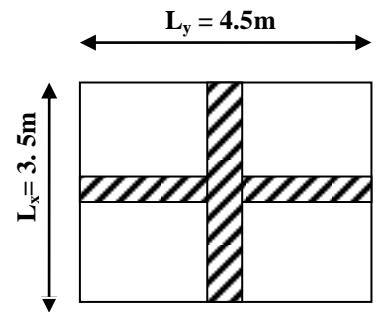
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{4.5} = 0.77 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

• A l'ELU :

$$\varphi = 0,77 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0598 \\ \mu_y = 0.542 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0598 \times 48,50 \times 3.5^2 = 35,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.542 \times 35,53 = 19,25 \text{ KN.m}$$



➤ Correction des moments :

▪ Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 35,53 = -17,76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 35,53 = 26,65 \text{ KN.m}$$

▪ Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 19,25 = -9,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 19,25 = 14,43 \text{ KN.m}$$

• A l'ELS:

$$\varphi = 0,77 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0663 \\ \mu_y = 0.670 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0663 \times 35,37 \times 3.5^2 = 28,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.670 \times 28,72 = 19,24 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :

▪ Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 28,72 = -14,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 28,72 = 21,54 \text{ KN.m}$$

▪ Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 19,24 = -9,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 19,24 = 14,43 \text{ KN.m}$$

IX.3.3.Calcul de section d'armature :

| 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 | 17,76 | 0,038 | 0,392 | SSA | 0,981 | 2,89 | 2 | 5HA12 =5,65 | 20 |
| | Travée | 26,65 | 0,058 | 0,392 | SSA | 0,970 | 4,38 | 2 | 5HA14 =7,70 | 20 |
| Yy | Appuis | 9,62 | 0,021 | 0,392 | SSA | 0,989 | 1,55 | 2 | 5HA12 =5,65 | 20 |
| | Travée | 14,43 | 0,031 | 0,392 | SSA | 0,984 | 2,34 | 2 | 5HA14 =7,70 | 20 |

Tableau IX.1 : ferrailage de mur plaque

IX.4.Recommandations du RPA 99 :

Le mur 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).

$$A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m2

IX.5.Vérification à l'ELS :

IX.5.1.Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

⇒ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

| Sens | Zone | As (cm ²) | Ms | ρ ₁ | β | K ₁ | σ _{st} | σ̄ _{st} | σ _b | σ̄ _b | Obs |
|------|--------|-----------------------|-------|----------------|-------|----------------|-----------------|------------------|----------------|-----------------|-----|
| X-X | Appuis | 5,65 | 14,36 | 0,331 | 0,910 | 40,46 | 155,16 | 201.63 | 3,83 | 15 | Cv |
| | Travée | 7,70 | 21,54 | 0,427 | 0,900 | 35,00 | 172,68 | 201.63 | 4,93 | 15 | Cv |
| Y-Y | Appuis | 5,65 | 9,62 | 0,331 | 0,910 | 40,46 | 103,94 | 201.63 | 2,56 | 15 | Cv |
| | Travée | 7,70 | 14,43 | 0,427 | 0,900 | 35,00 | 115,68 | 201.63 | 3,30 | 15 | Cv |

Tableau IX.2: vérification des contraintes à l'ELS

IX.5.2.Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20cm**

l_x : portée entre nus d'appuis

M_{ts}^{max} : Moment max a l'ELS

M_t = 21,54 KN.m

M₀ : Moment max de la travée isostatique

M₀ = 89,53KN.m

A_{st} : Section des armatures **7,7 cm²**

b : largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **18cm**

AN :

- $\frac{h}{l} = 0,057 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{21,54}{20 \times 89,53} = 0,012 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{7,7}{100 \times 18} = 0,004 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

Les deux conditions sont vérifier donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

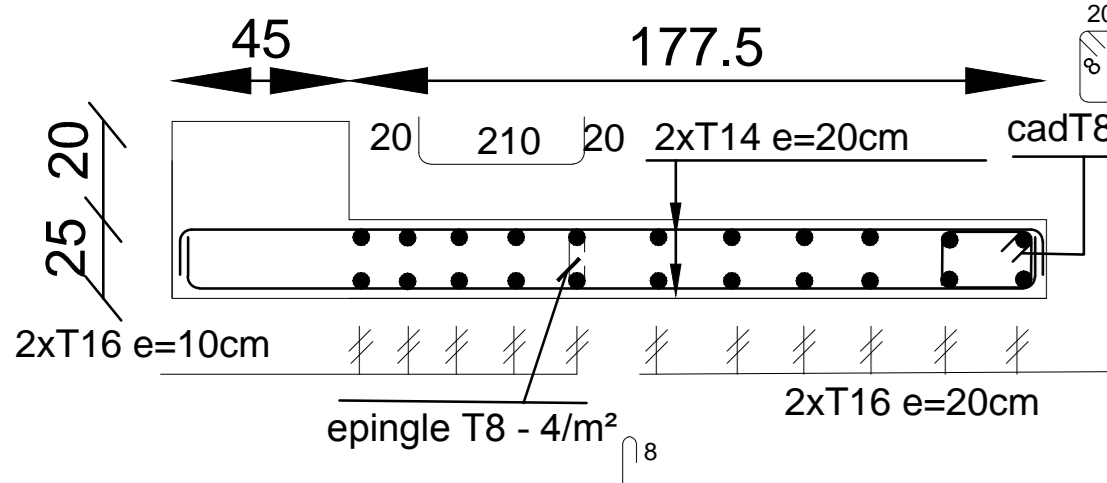
IX.6.Conclusion :

L'épaisseur de mur plaque est de 20cm.

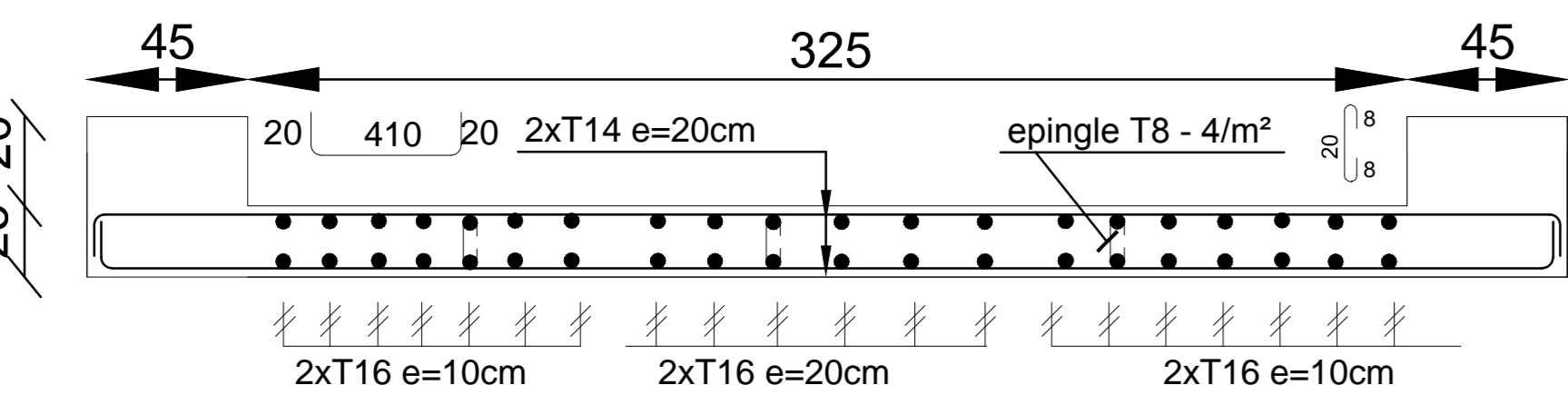
Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m.

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

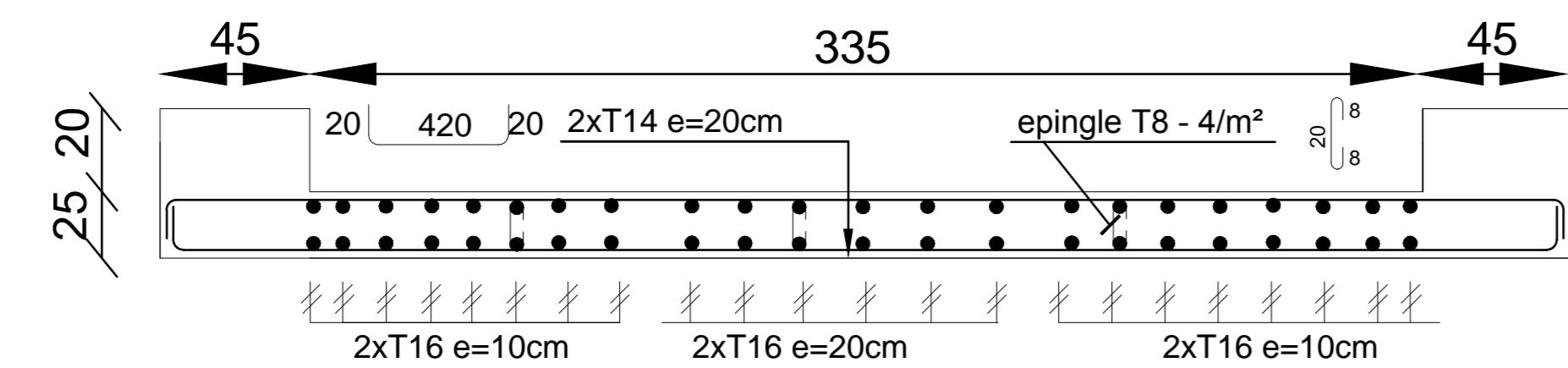
VOILE VT1 ZONNE 1 S SOL



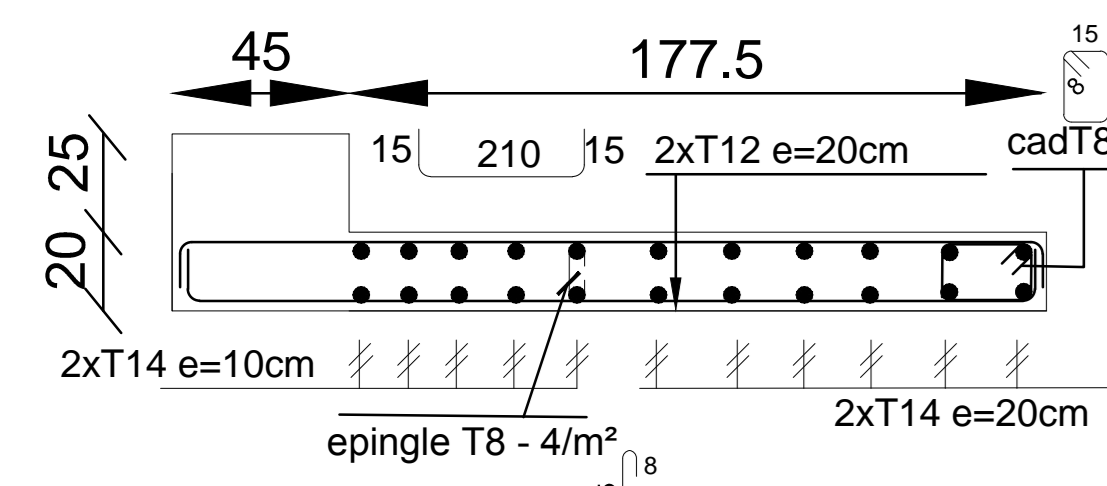
VOILE VT3 ZONNE 1 S SOL



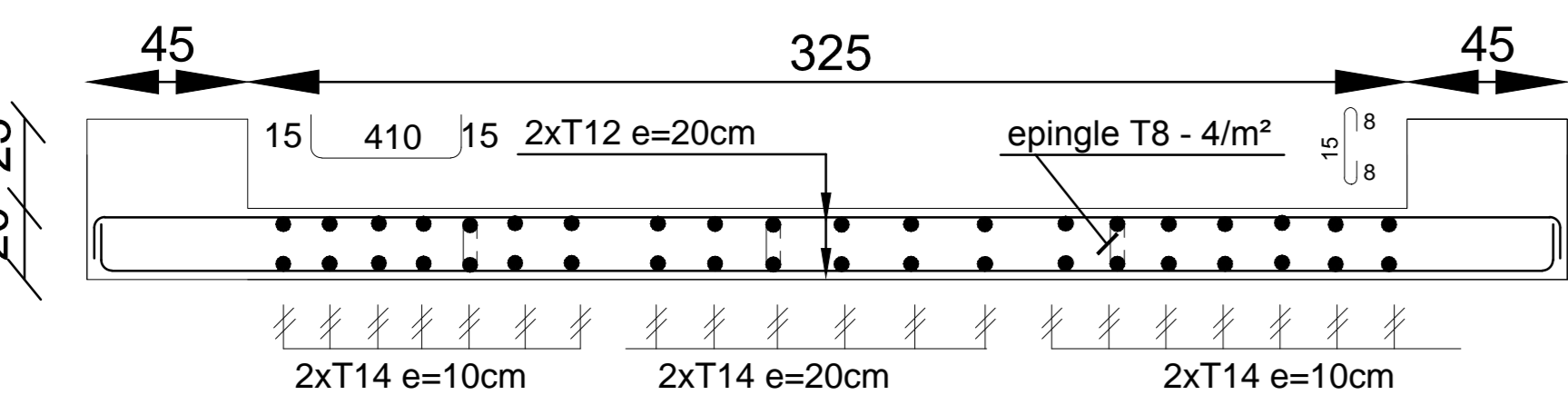
VOILE VT2 ZONNE 1 S SOL



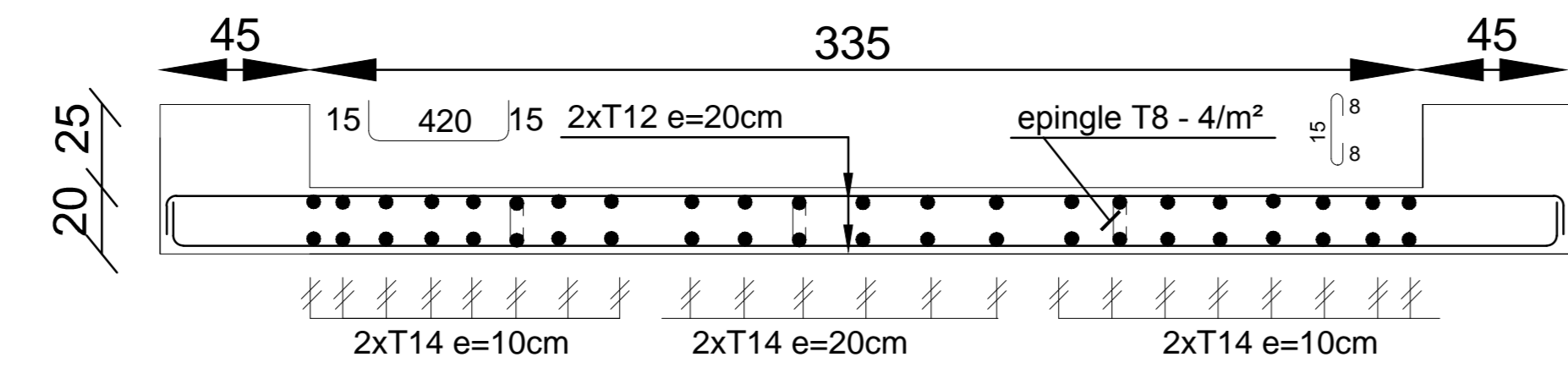
VOILE VT1 ZONNE 1



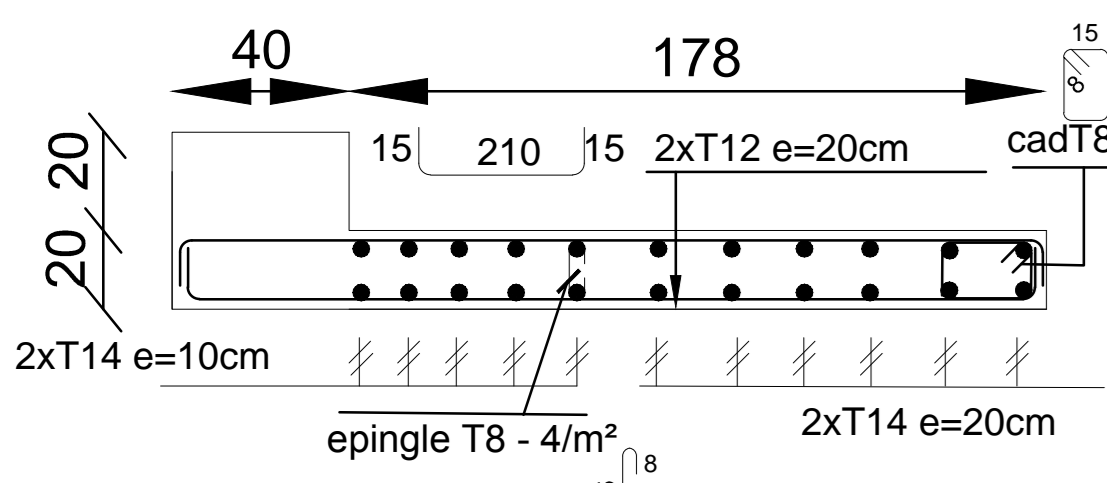
VOILE VT3 ZONNE 1



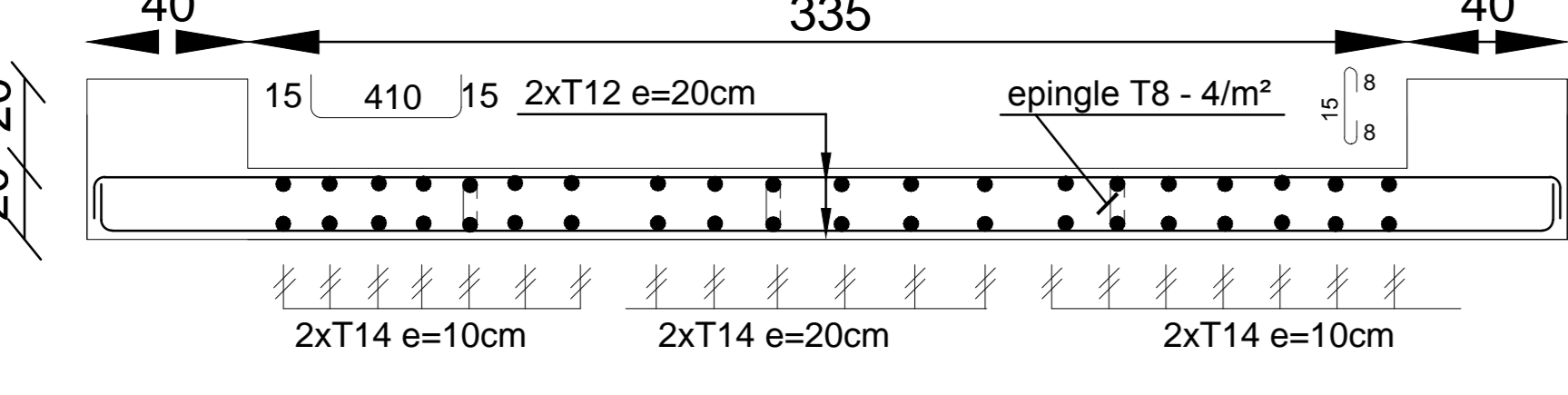
VOILE VT2 ZONNE 1



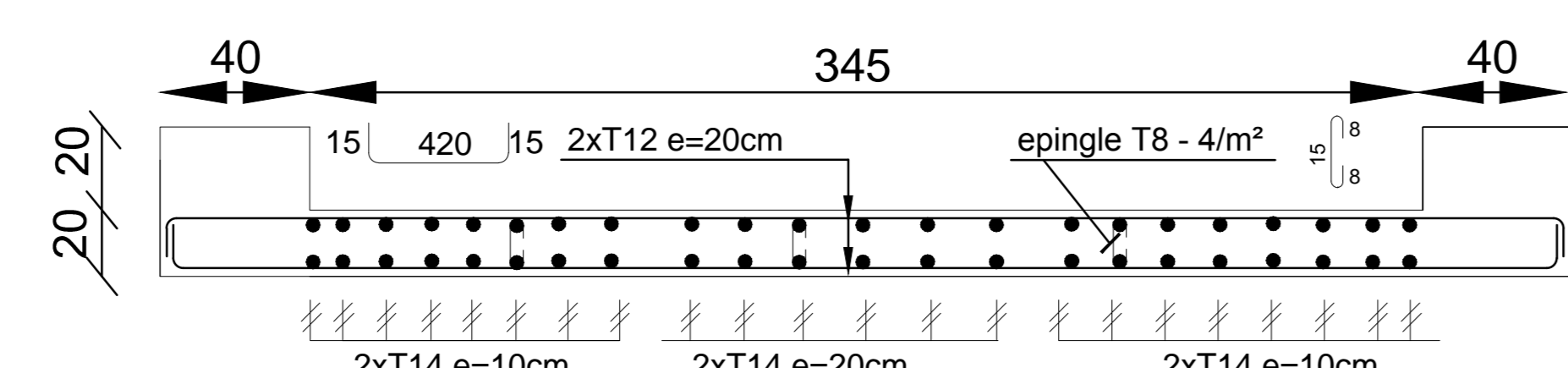
VOILE VT1 ZONNE 2



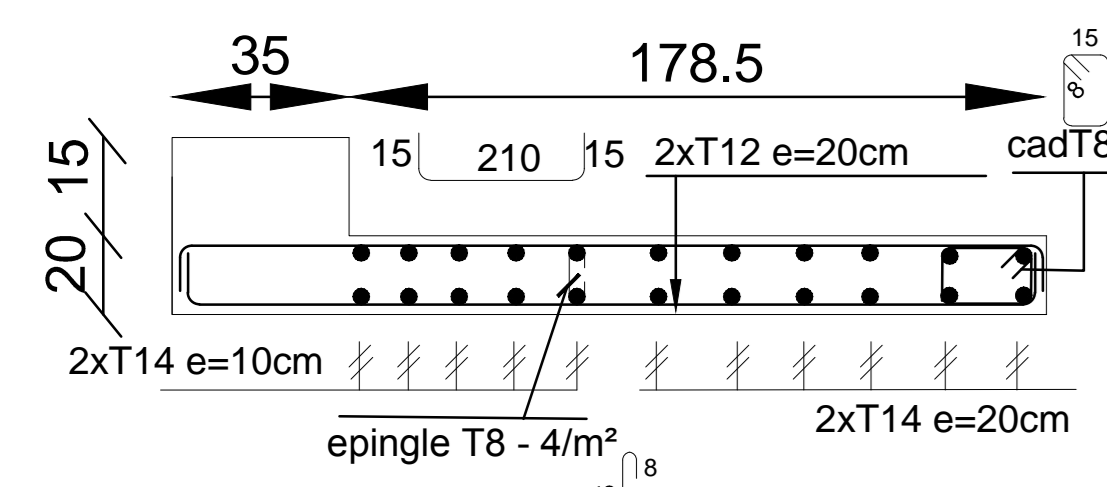
VOILE VT3 ZONNE 2



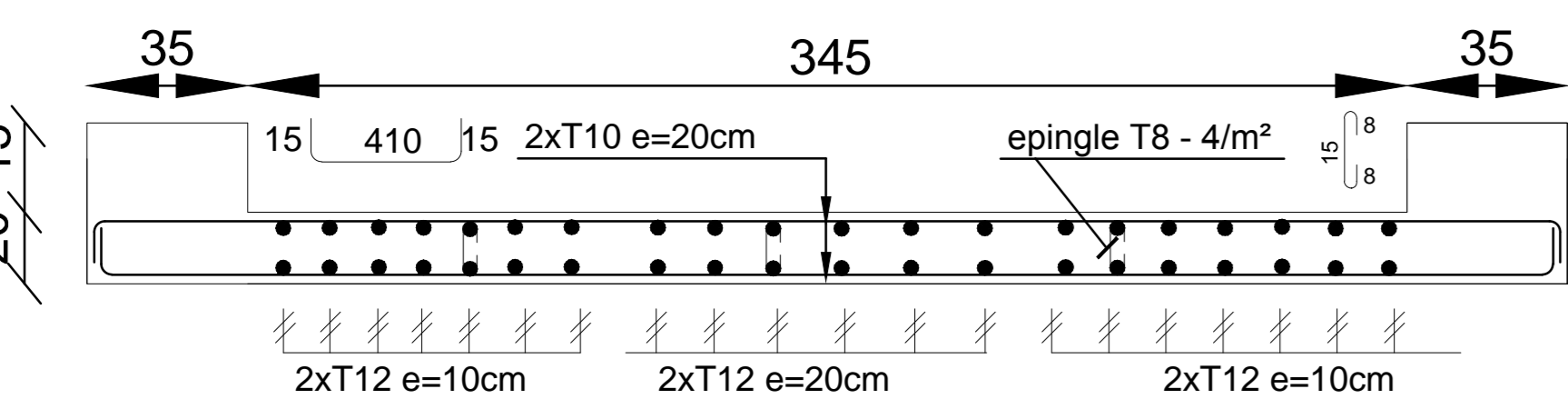
VOILE VT2 ZONNE 2



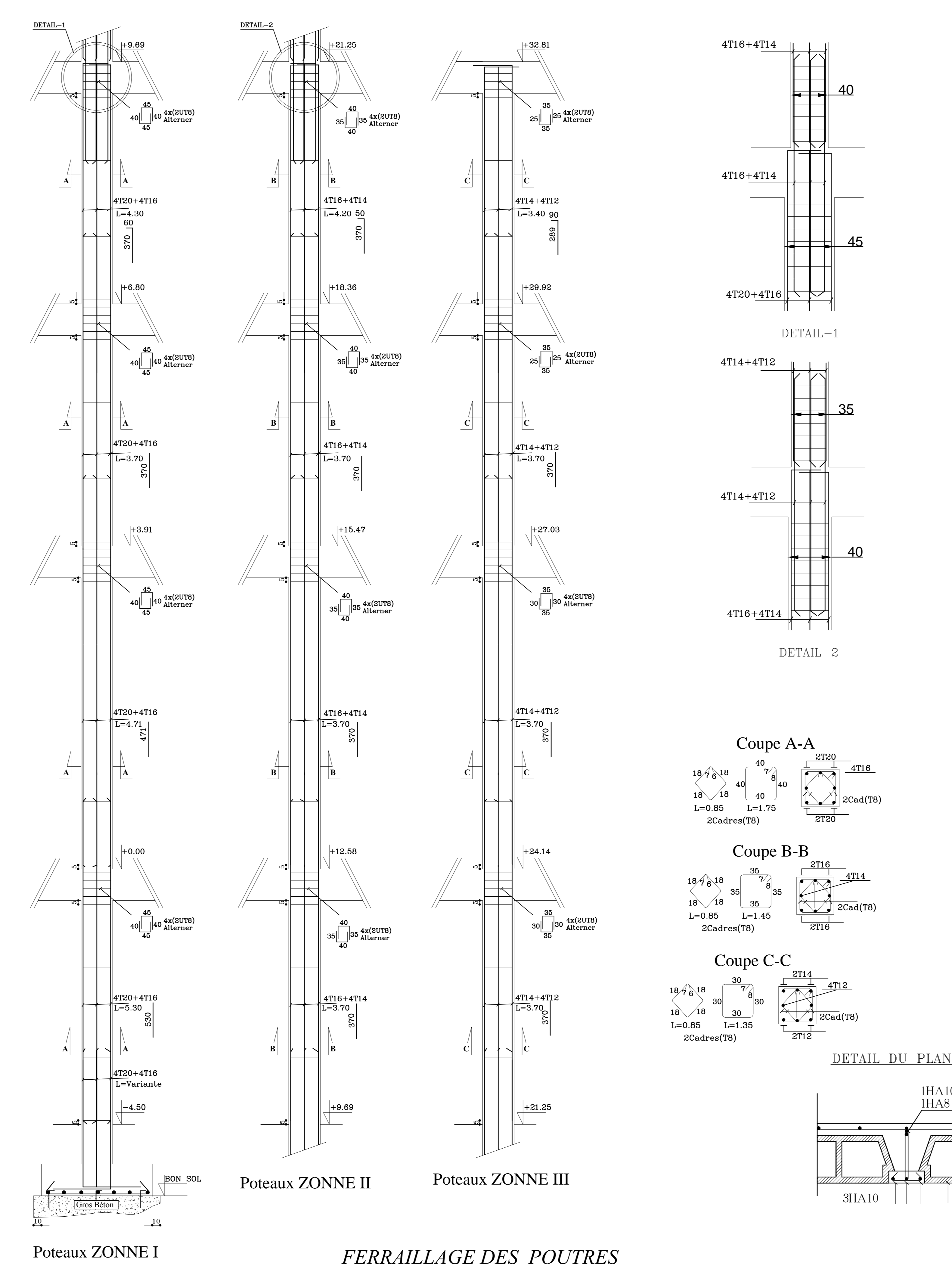
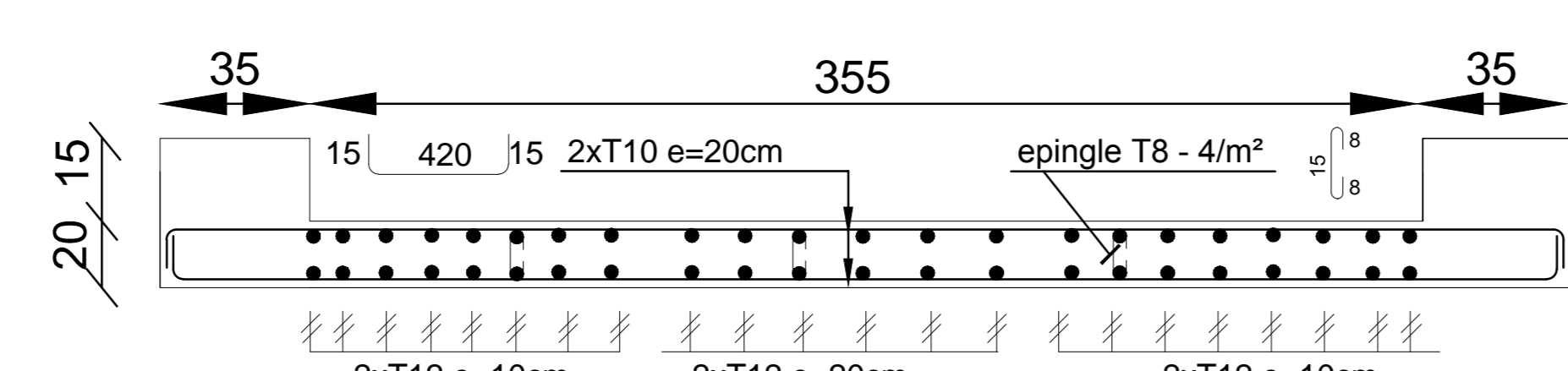
VOILE VT1 ZONNE 3



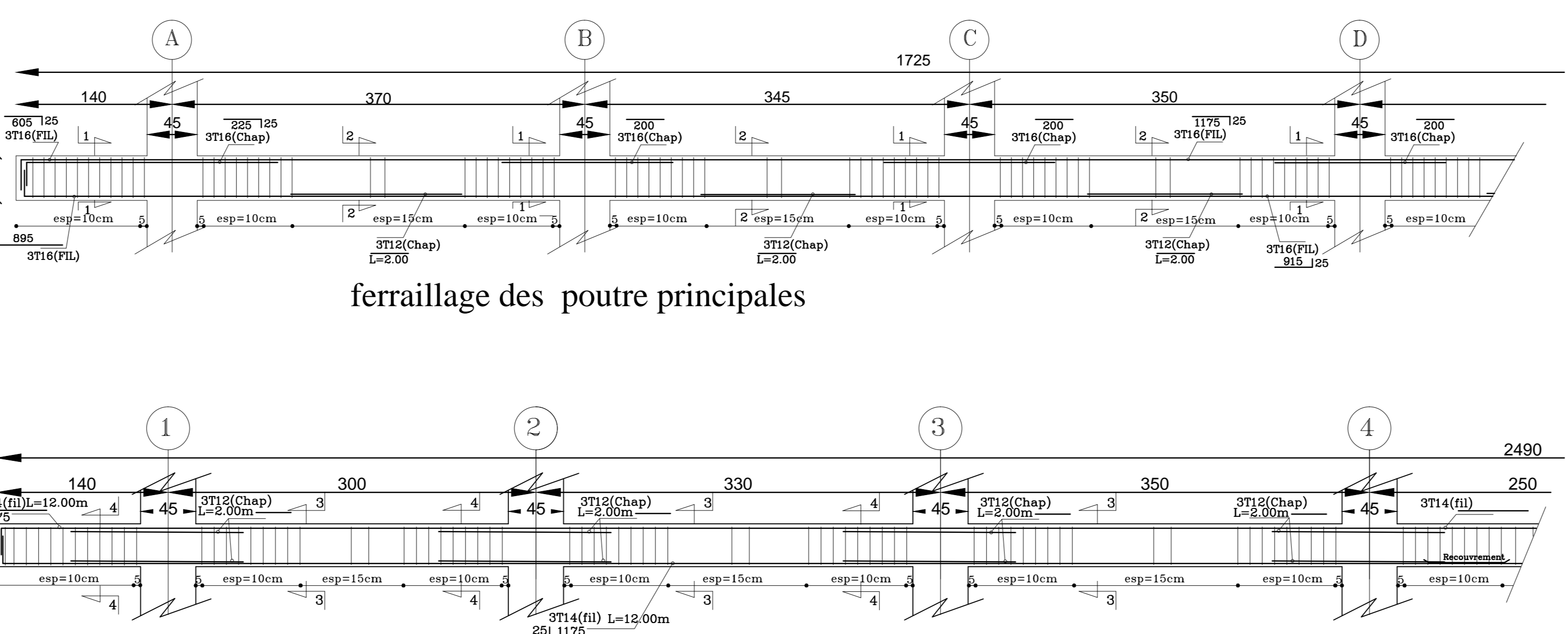
VOILE VT3 ZONNE 3



VOILE VT2 ZONNE 3

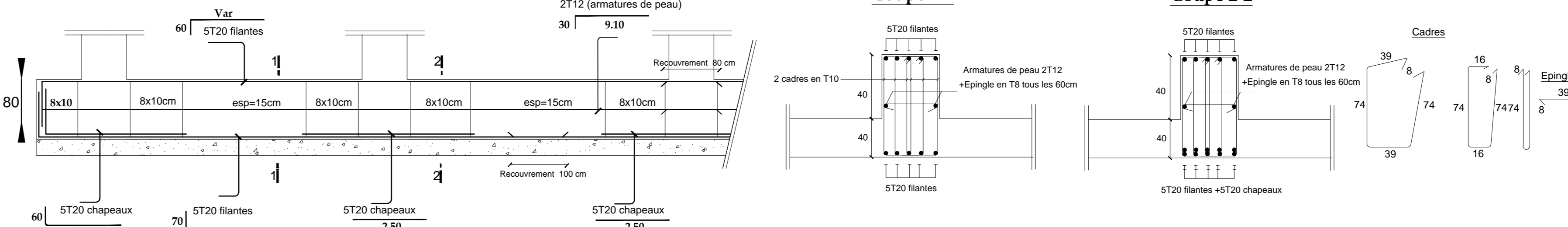


FERRAILLAGE DES POUTRES

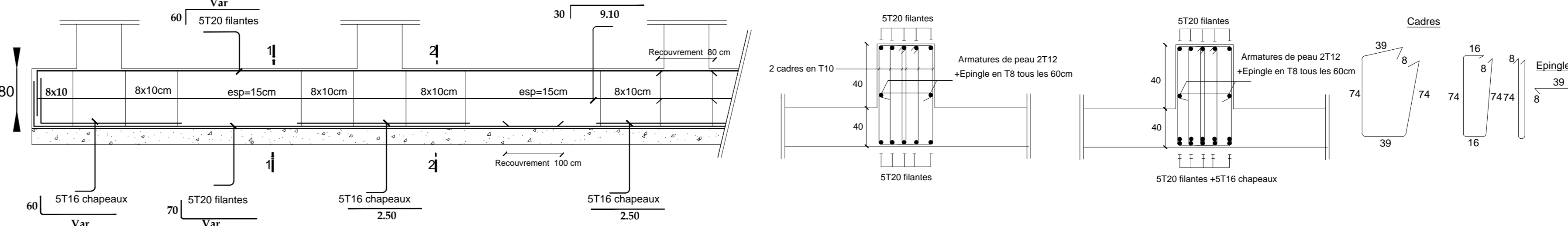


Ferrailage Poutre Secondaire (30x35)

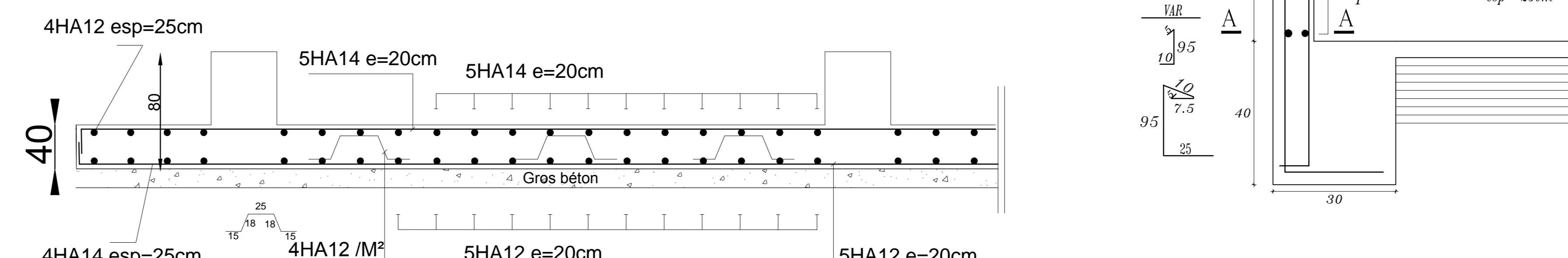
Nervure sens Y Y



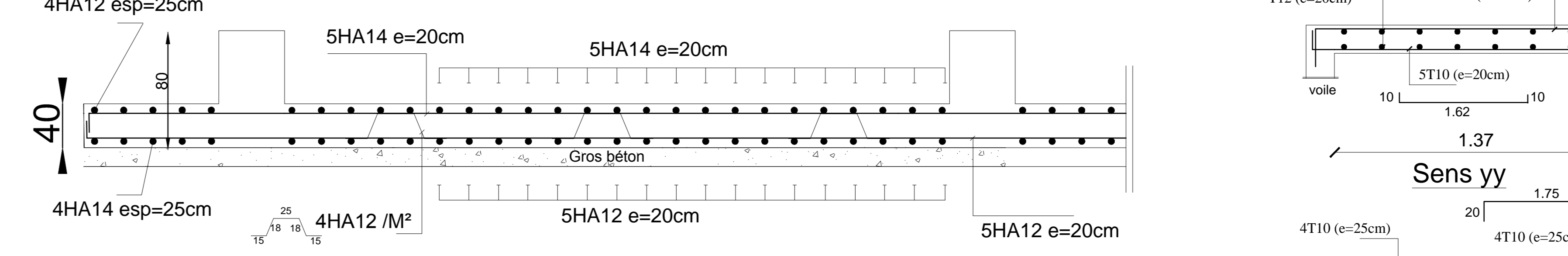
Nervure sens X X



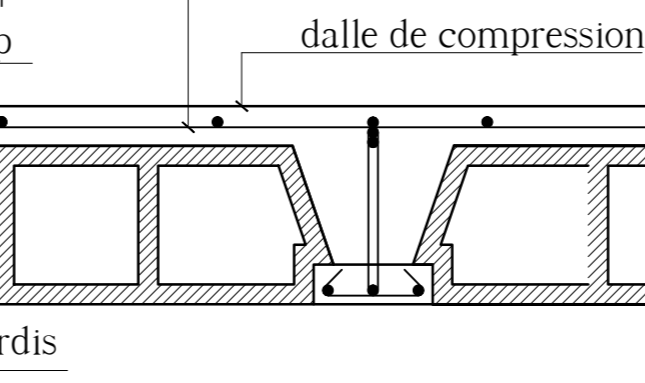
Ferrailage Dalle Radier (Sens X X)



Ferrailage Dalle Radier (Sens Y Y)



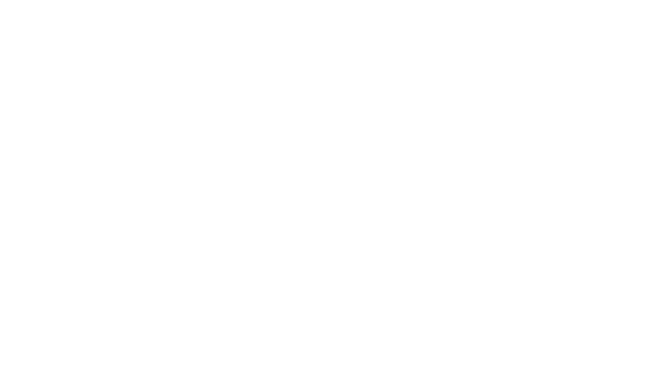
Coupe A-A



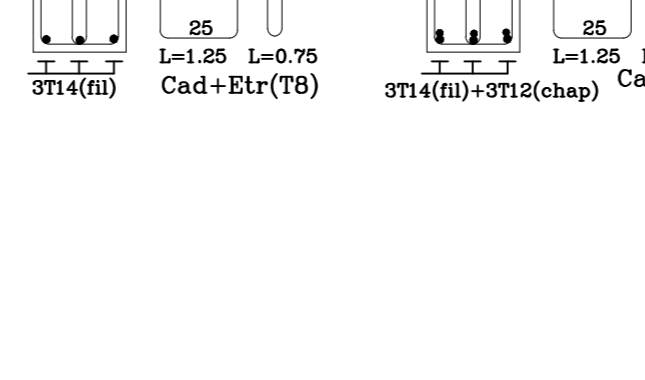
Coupe B-B



Coupe C-C

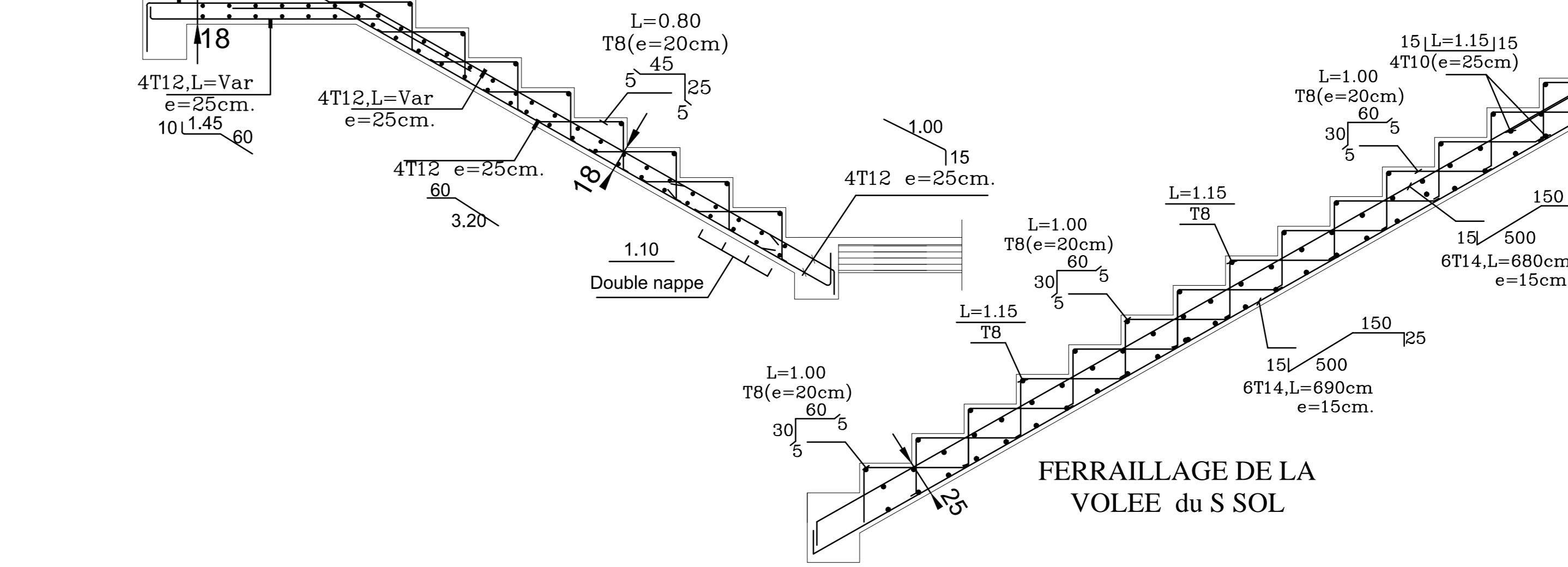


Coupe 3-3

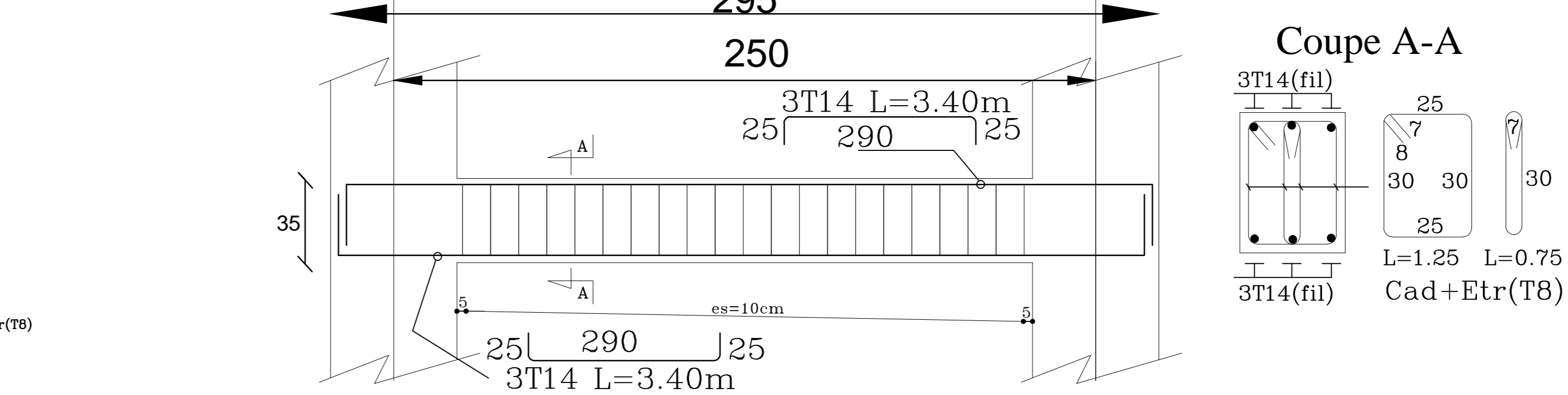


Coupe 4-4

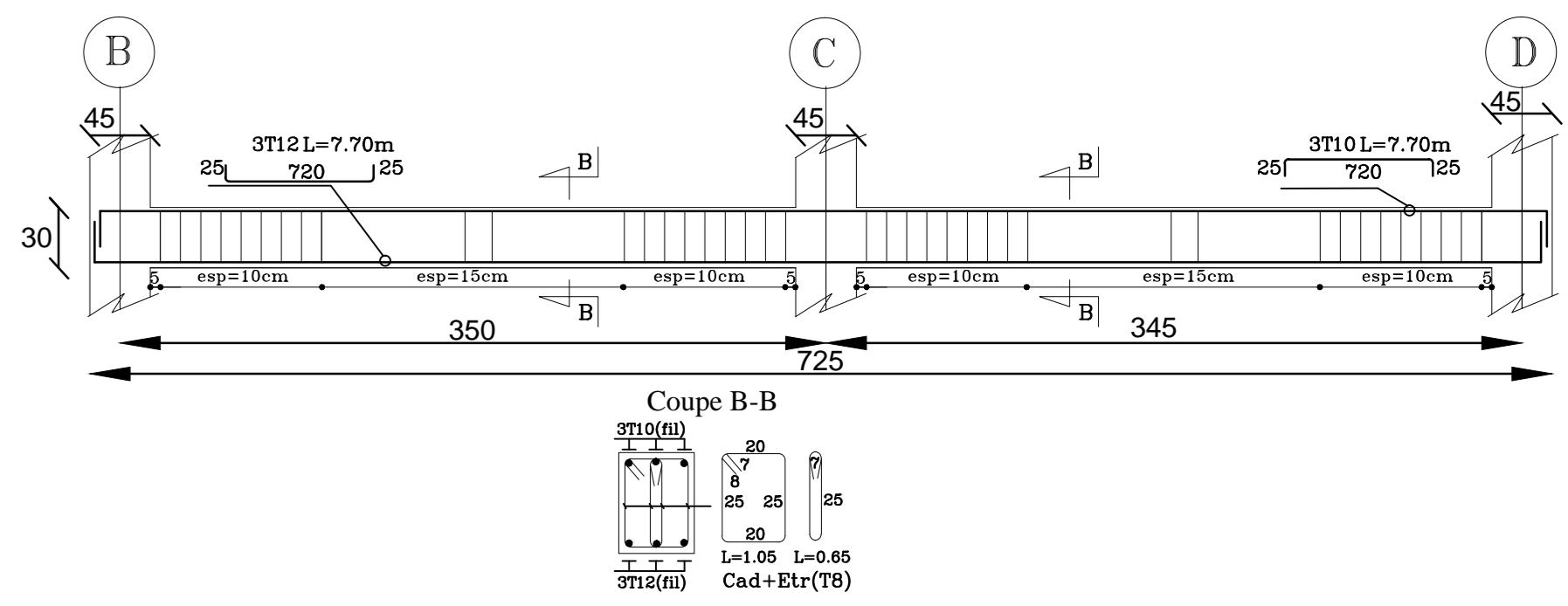
FERRAILLAGE DE LA VOLEE de l'etage courant



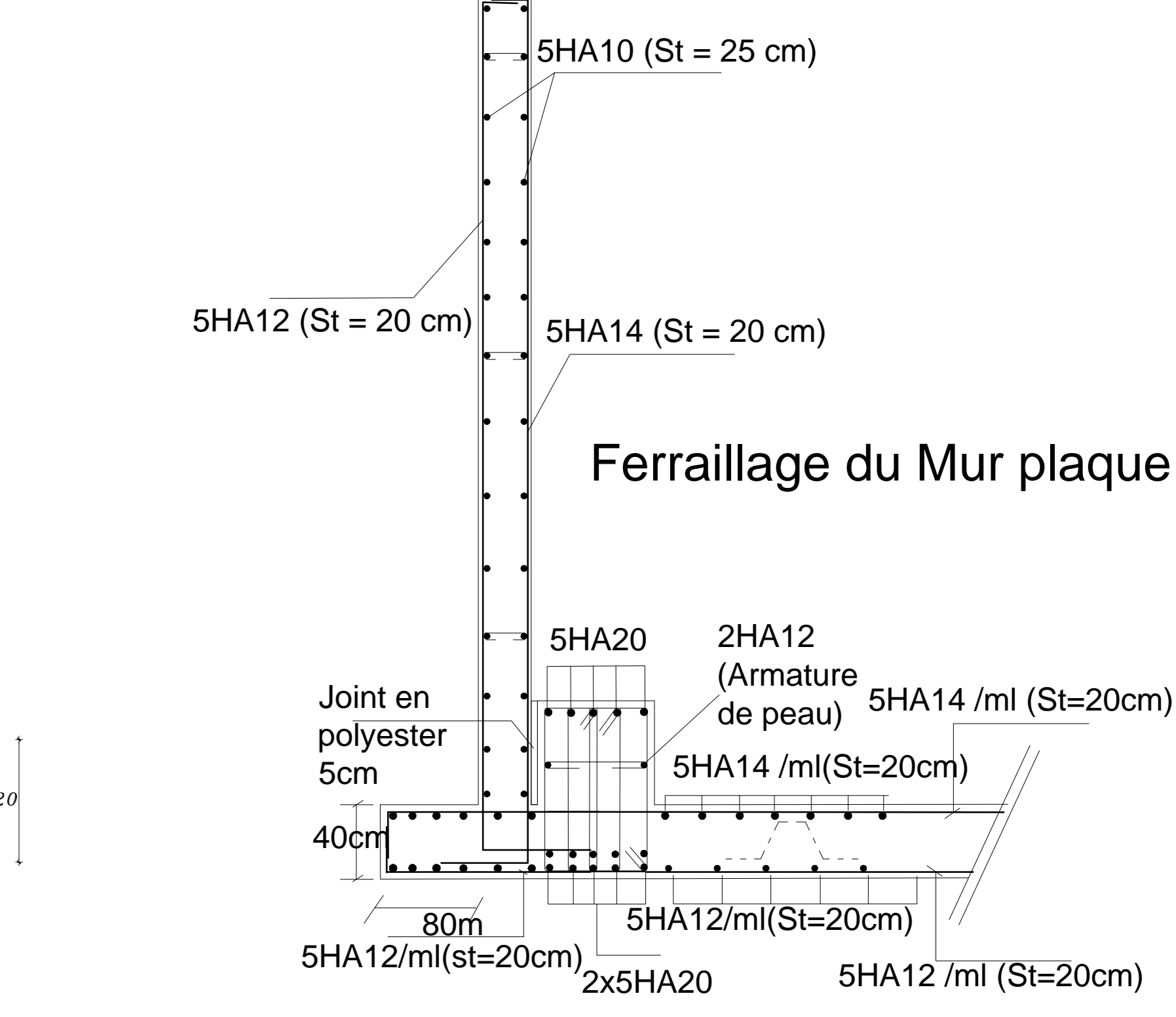
FERRAILLAGE DE LA VOLEE du S SOL



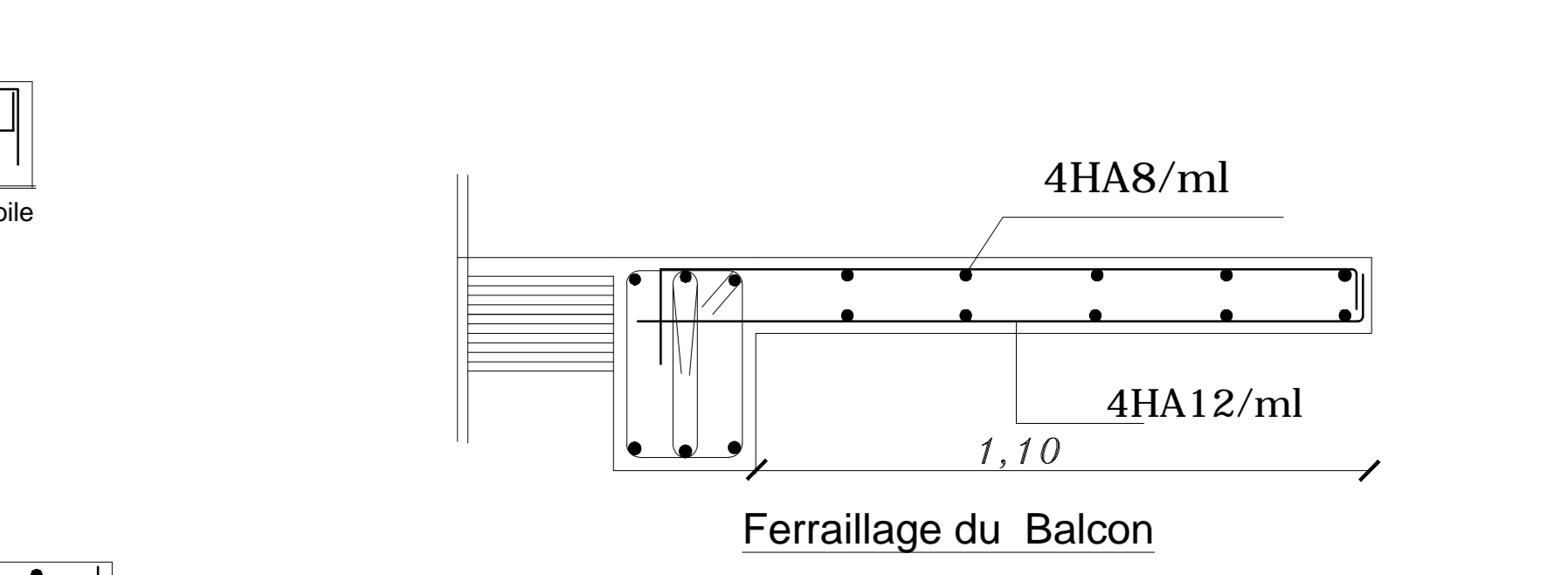
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



FERRAILLAGE POUTRE DE CHAINAGE

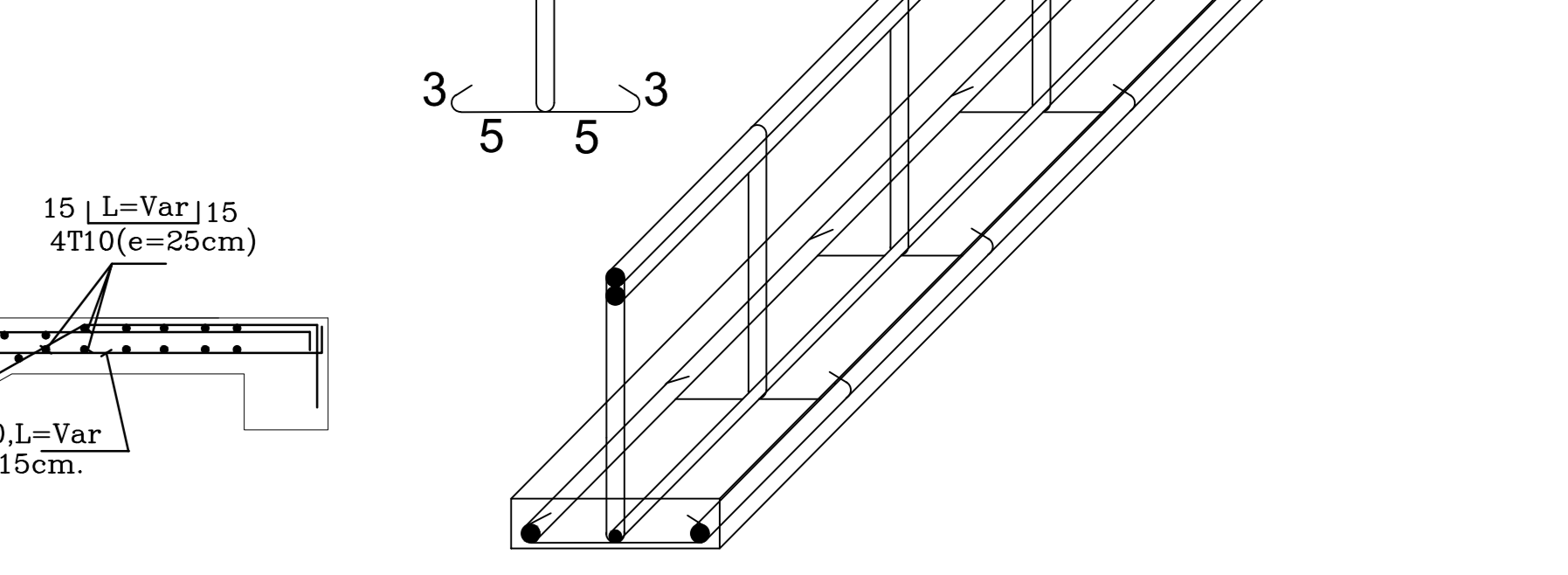


Ferrailage du Mur plaque

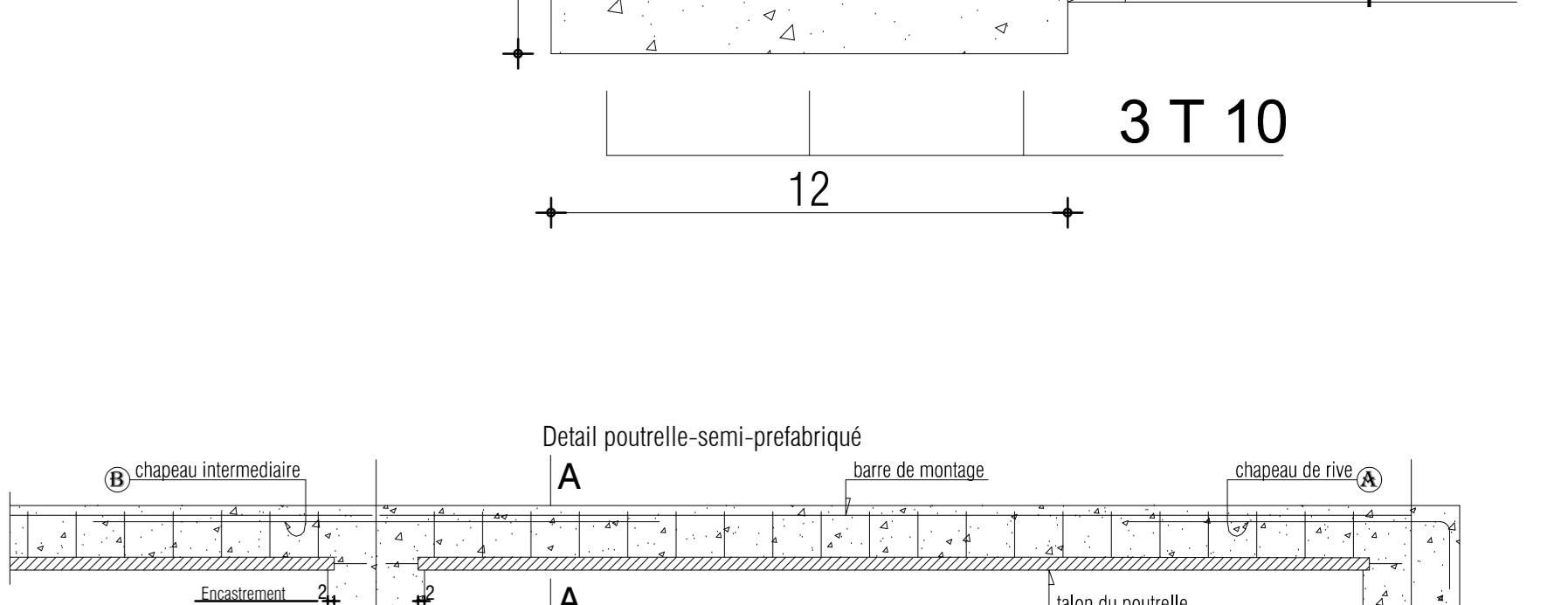
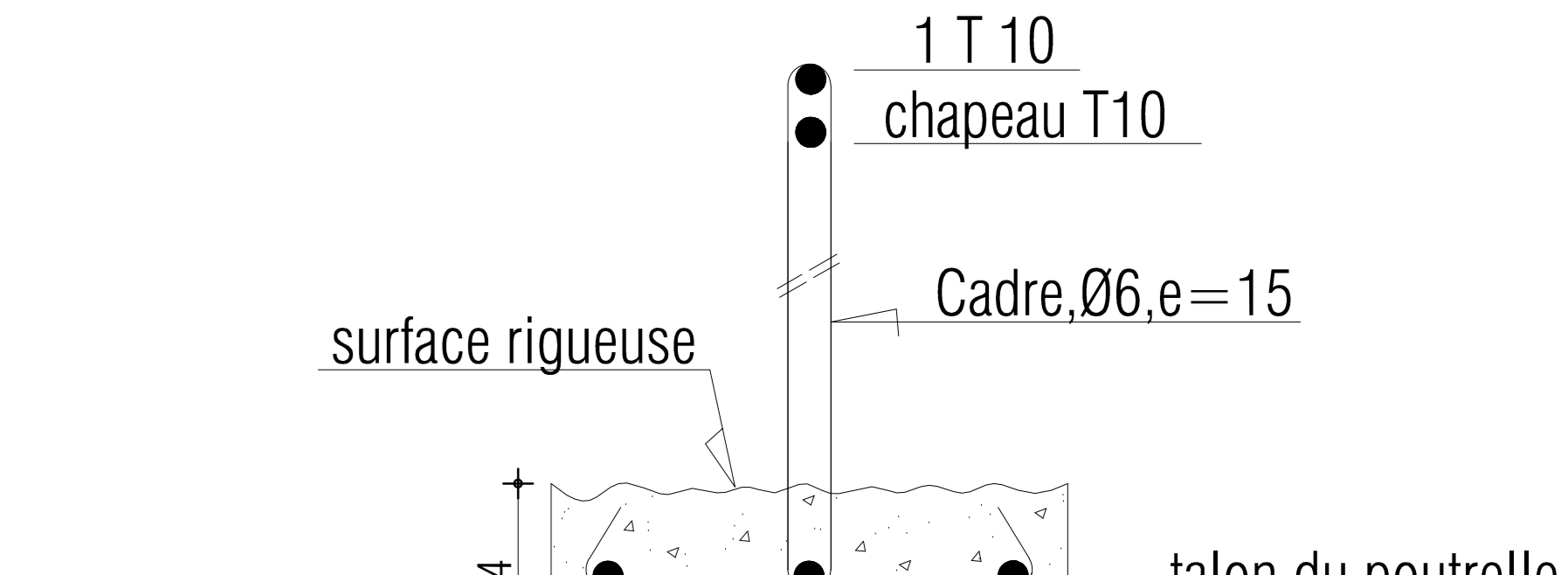


Ferrailage du Balcon

Ferrailage Dalle salle machine



COUPE A-A



CONCLUSION GENERALE

L'étude menée dans le cadre de ce mémoire nous a permis de concrétiser les apprentissages jusqu'alors théoriques, par le calcul d'un cas pratique, qui est celui d'un bâtiment à usage d'habitation. Par ailleurs, nous avons pu nous familiariser avec les méthodes de calcul et le déroulement de ces différentes étapes, mais aussi l'utilisation des logiciels de modélisation et de calcul ou encore de dessin technique à savoir ETABS et AUTOCAD et les tableurs (EXCEL). Nous avons aussi pu établir les différents plans d'exécution.

Le déroulement des calculs ont été fait suivant la réglementation parasismique algérienne RPA 99 version 2003 et aussi en utilisant le BAEL 91 modifié 99 et les différents documents techniques notamment les DTR. Toutes ses impositions visent à assurer, d'une part la résistance de notre ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et des efforts verticaux et, d'autre part, à garantir sa mise en service, sans pour autant ignorer le côté économique.

En résumé des résultats que nous avons obtenu, nous avons opté pour un système de contreventement mixte et un radier général comme type de fondation. La disposition des voiles, les schémas de ferrailage des éléments et les différents plans ont été par ailleurs élaborés.

Nous pouvons conclure que les plans d'architecture ainsi établis peuvent être réalisés pour cet ouvrage sur le terrain, en leur associant la note de calcul qui peut être formée à travers le présent mémoire ainsi que les différents plans que nous avons obtenu.



Bibliographie



- ✚ **Règlement parasismique algérien (R.P.A 99-Version 2003).**
- ✚ **Charges permanentes et surcharge d'exploitation (D.T.R/B.C-2.2).**
- ✚ **Règles de conception et de calcul des structure en béton armé C.B.A.93 (DTR-BC 2.41).**
- ✚ **Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91-modifiée 99).**
- ✚ **Formulaire du Béton armé de Victor DAVIDOVICI.**
- ✚ **Cours et TD (Béton, MDS, RDM) des années précédentes.**
- ✚ **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**