

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la construction

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme MASTER en Génie Civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8+2 Sous-sol) à usage d'habitation, service et commercial avec application du logiciel ROBOT



Réalisé par :

- **Nait Larbi Amar**
- **OUANES Melissa**

Encadré par :

M^r : AIT AIDER

Promotion : 2020/2021

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur, Mr AIT AIDER, ainsi qu'à Mr MEGHLAT, pour leur encadrement et leur aide précieuse qui nous ont permis de réaliser ce travail.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignant et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce travail en particulier Mr Drouche et Mr Bourahmoune retrouvent ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Sans oublier nos chères familles, ami(e)s et toutes celles et tous ceux qui, de près ou de loin, nous ont encouragés et/ou ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- A mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.
- A mon frère et ma sœur.
- A ma nièce et mon neveu.
- A toute ma famille.
- A mon binôme Nait Larbi Amar et sa famille.
- A tous mes amis(es) sans exception.
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Melissa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- A mon père et ma mère qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.
- A ma petite famille.
- A ma binôme Mélissa Ouanes et sa famille.
- A tous mes amis(es) sans exception.
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Amar

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux..... 1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments..... 18

Chapitre III : Calcul des éléments

- Acrotère 37
- Planchers en corps creux 45
- Balcon en dalle pleine 77
- Les escaliers 82
- La poutre palière 100
- La poutre de chaînage 109
- La dalle salle machine 119

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA 133

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

1. Ferrailage des poutres 167
2. Ferrailage des poteaux 180
3. Ferrailage des voiles..... 201

Chapitre VII : Etude du voile périphérique..... 223

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure..... 231

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

L'étude des ouvrages en génie civil a pour objet d'élaborer un calcul de structure qui permet d'assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après sa réalisation, en tenant compte de l'aspect économique.

Le calcul d'un bâtiment se fait conformément aux règlements en vigueur, à savoir les règles parasismiques algériennes (RPA 99, VERSION 2003) et le règlement du béton aux états limites (BAEL91, modifié 99).

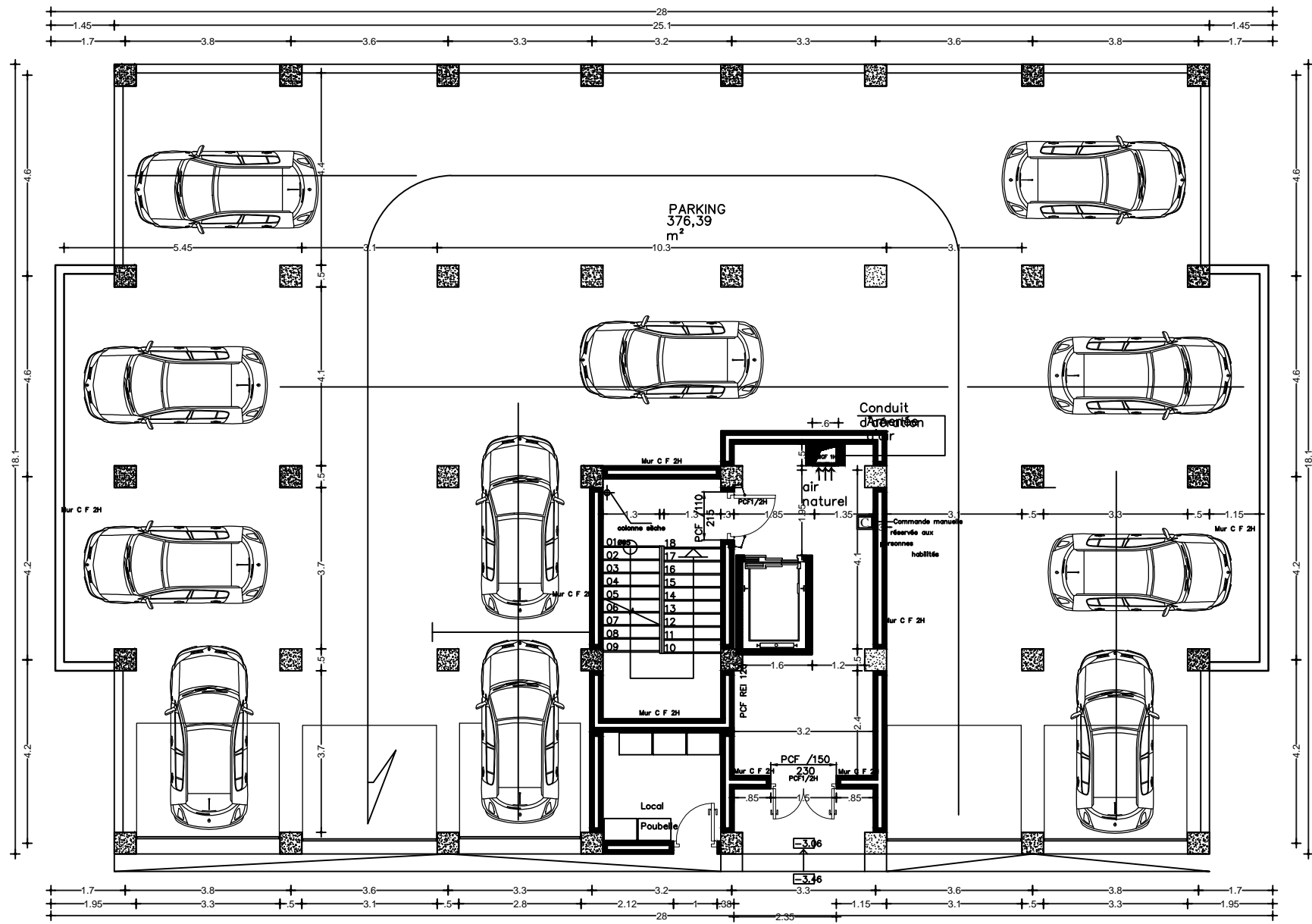
Nous proposons dans ce mémoire d'étudier un bâtiment (R+8+2SS) à usage d'habitation, service et commercial.

Ce mémoire est composé de 8 chapitres :

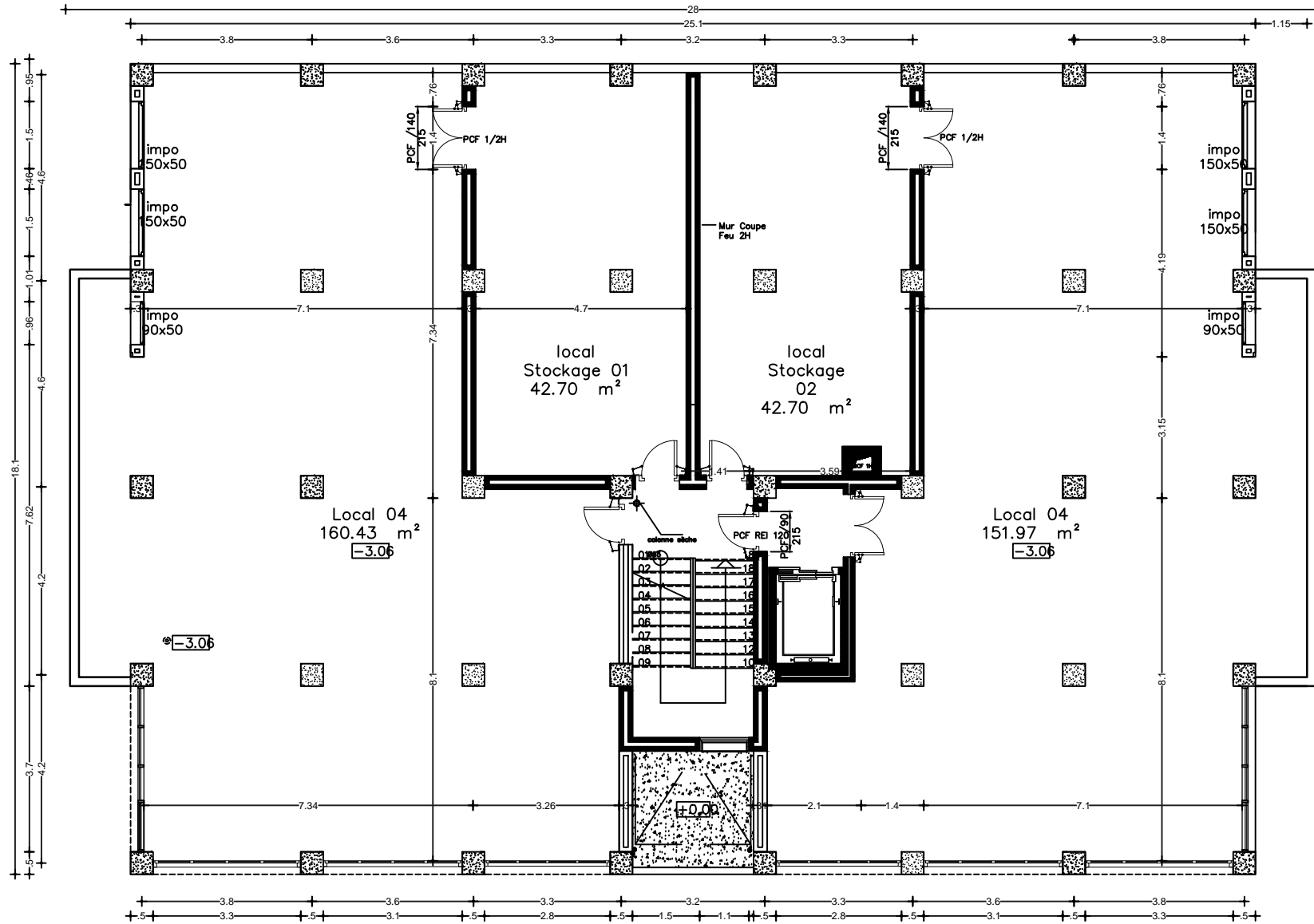
- Le premier chapitre : est consacré à la présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.
- Le deuxième chapitre : est dédié au pré-dimensionnement des éléments.
- Le troisième chapitre : calcul des éléments
- Le quatrième chapitre : étude du contreventement.
- Le cinquième chapitre : modélisation et vérification des exigences du RPA, qui sera mené avec le logiciel ROBOT.
- Le sixième chapitre : ferrailage des éléments.
- Le septième chapitre : étude du voile périphérique.
- Le dernier chapitre : on procédera à l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

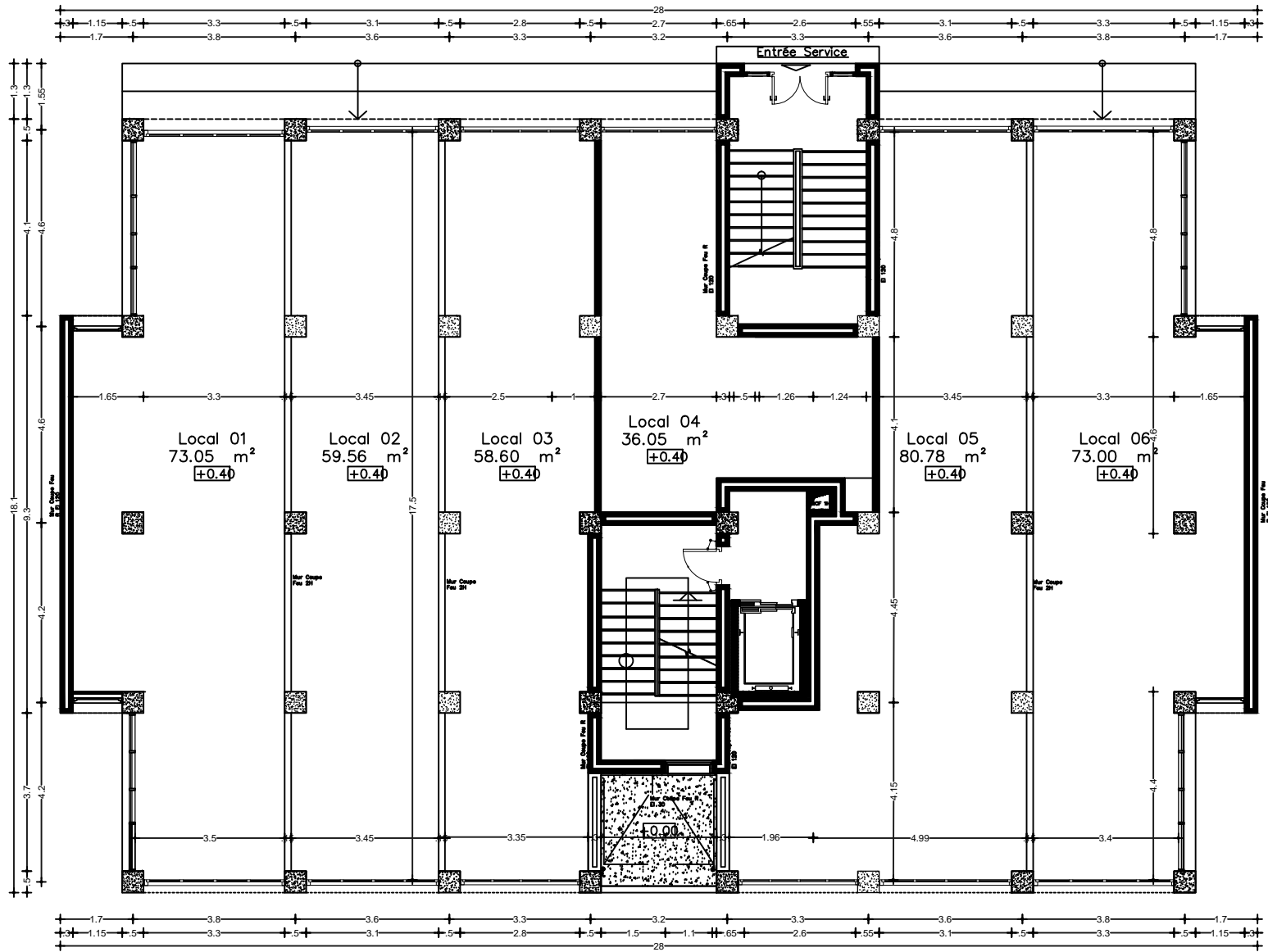
PLANS D'ARCHITECTURE



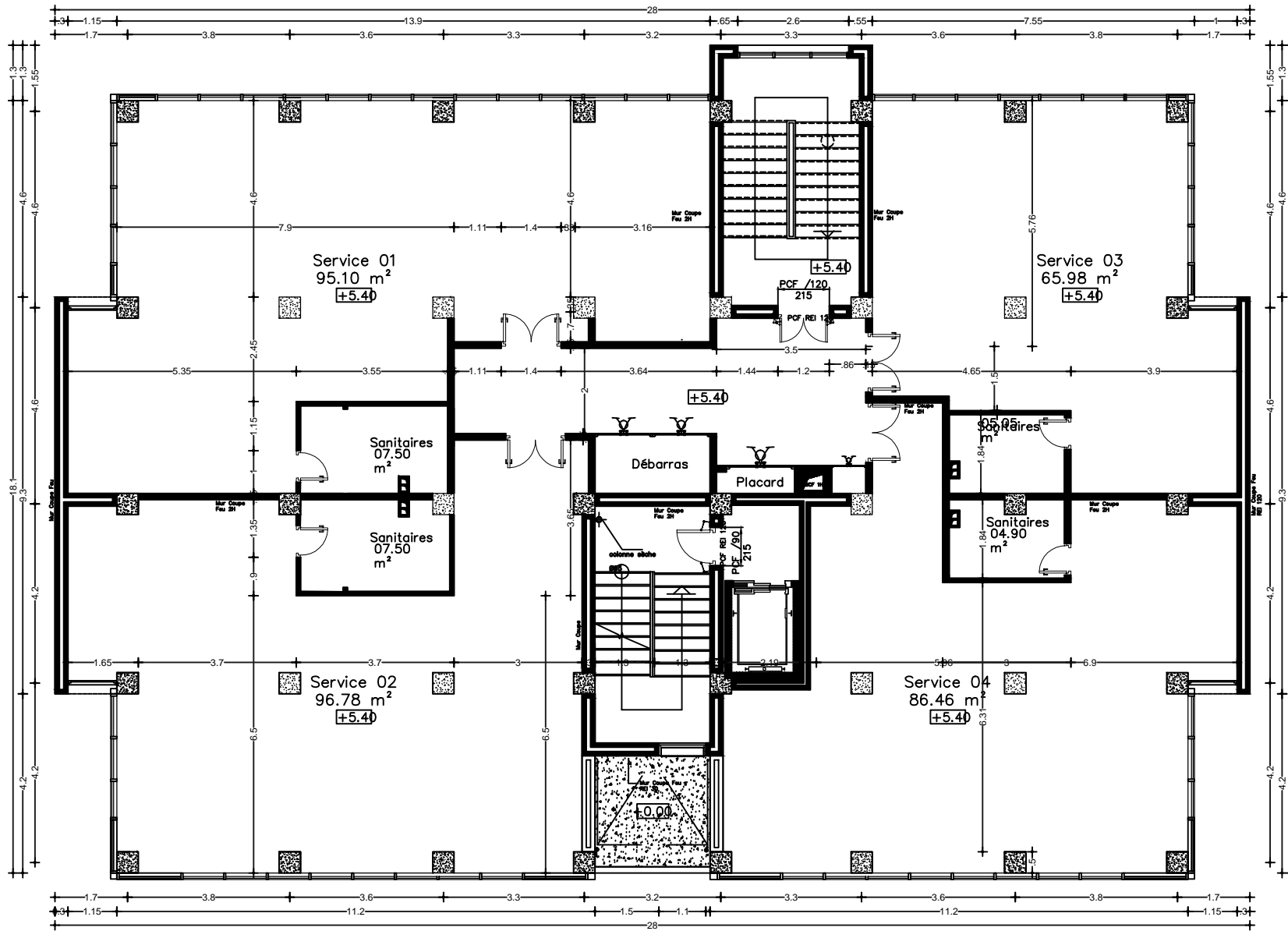
Plan du Niveau -6.12



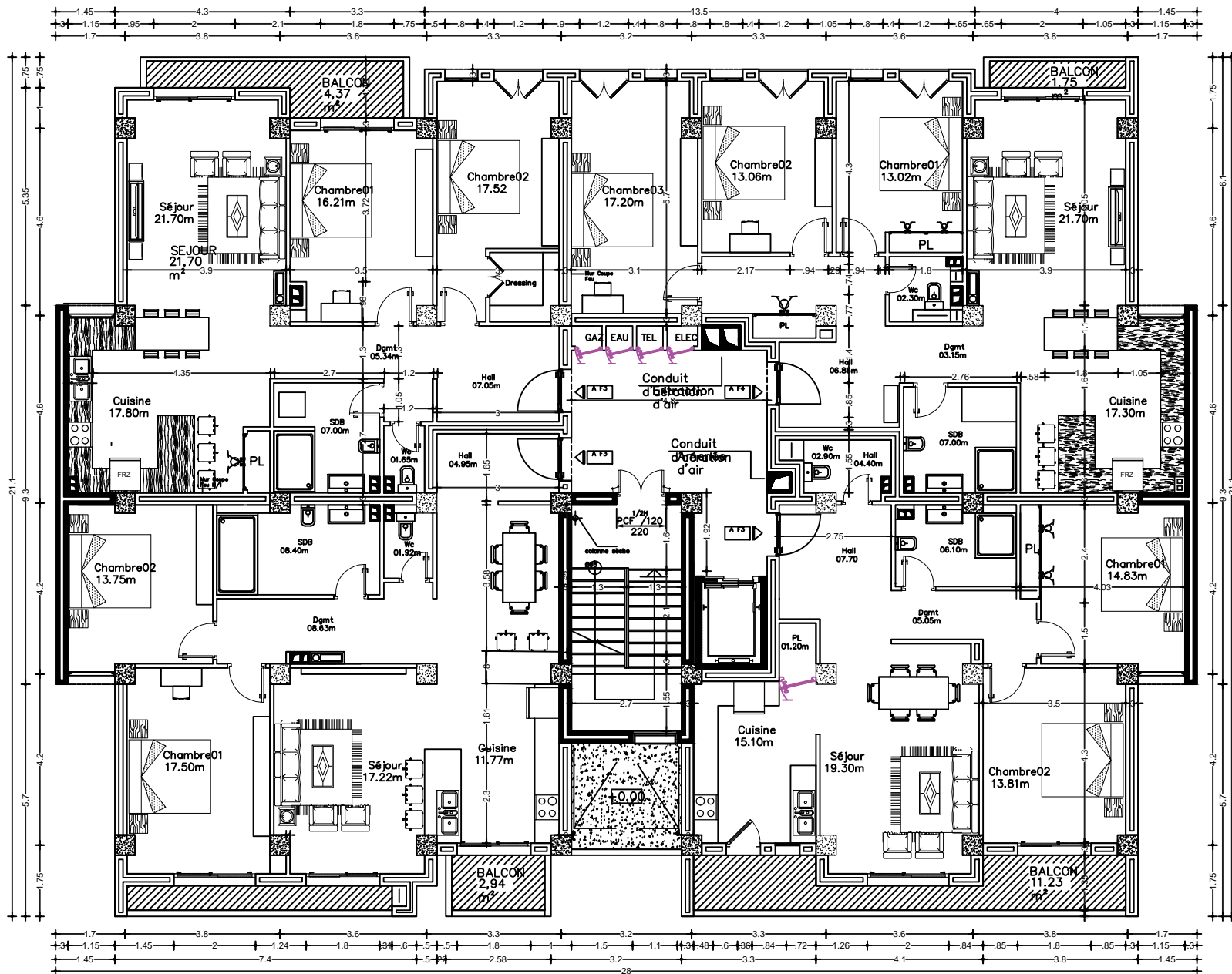
Plan du Niveau -3.06



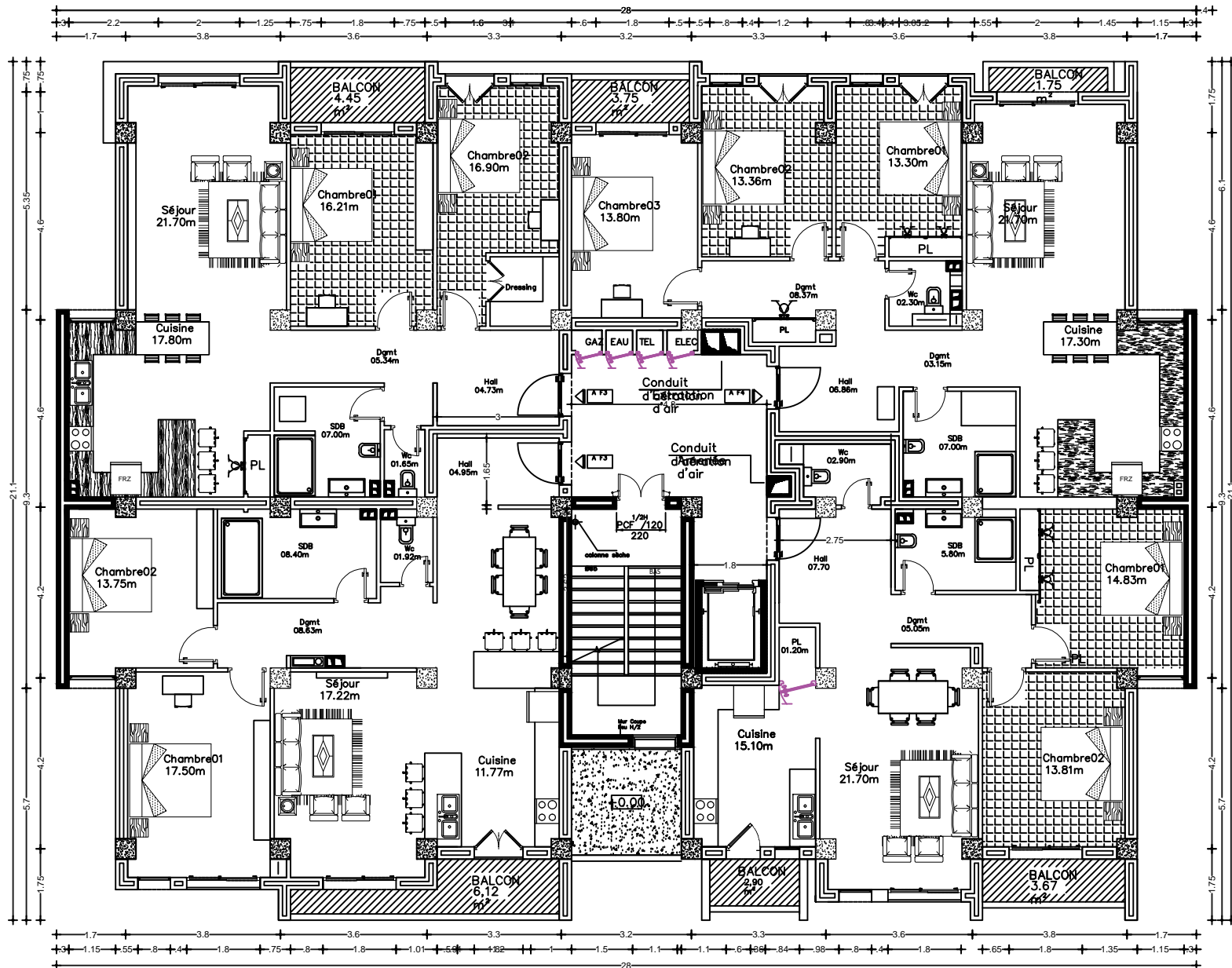
Plan du Rez de Chaussée +0.00



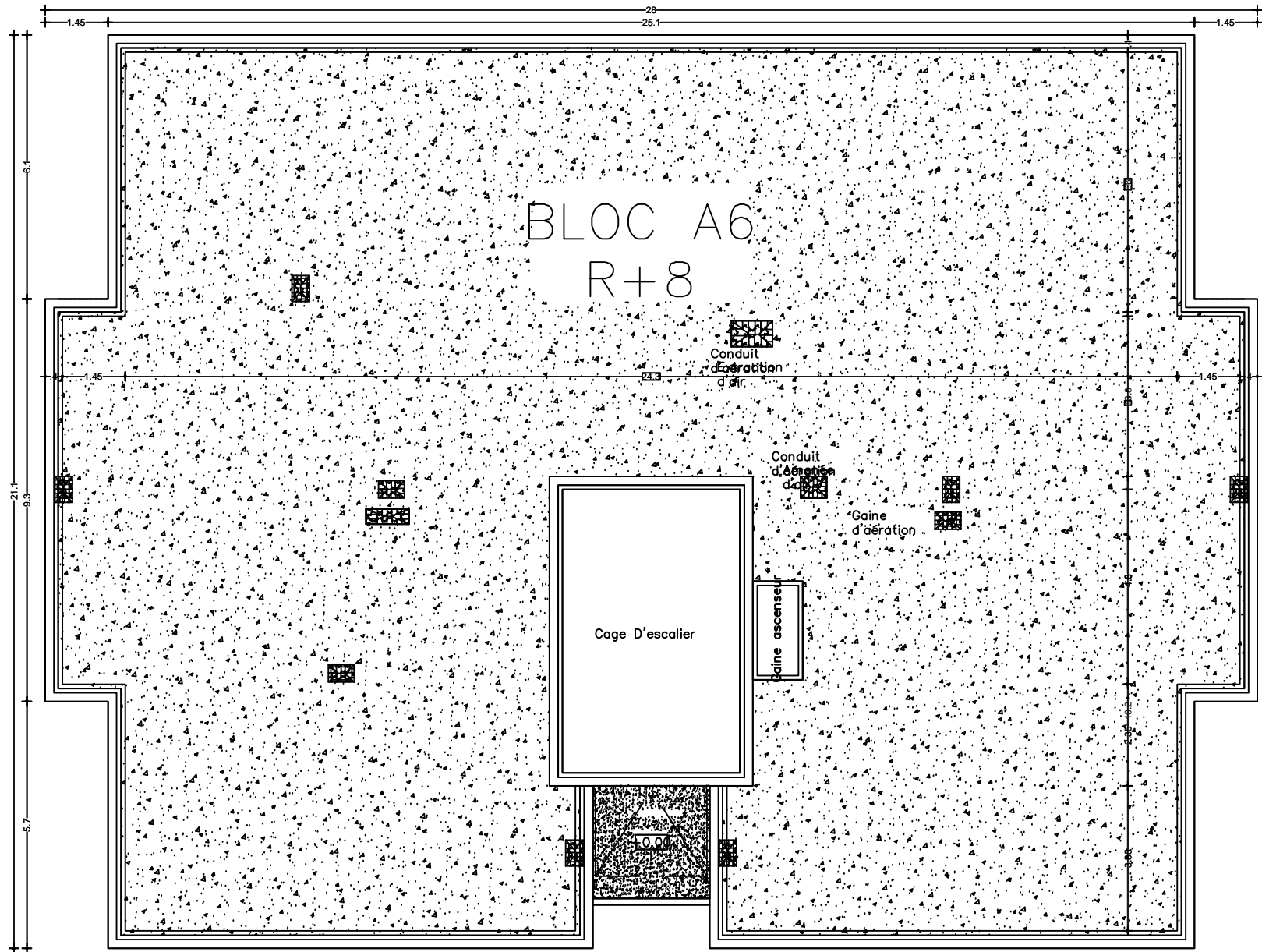
Plan du 1er Etage +5.04



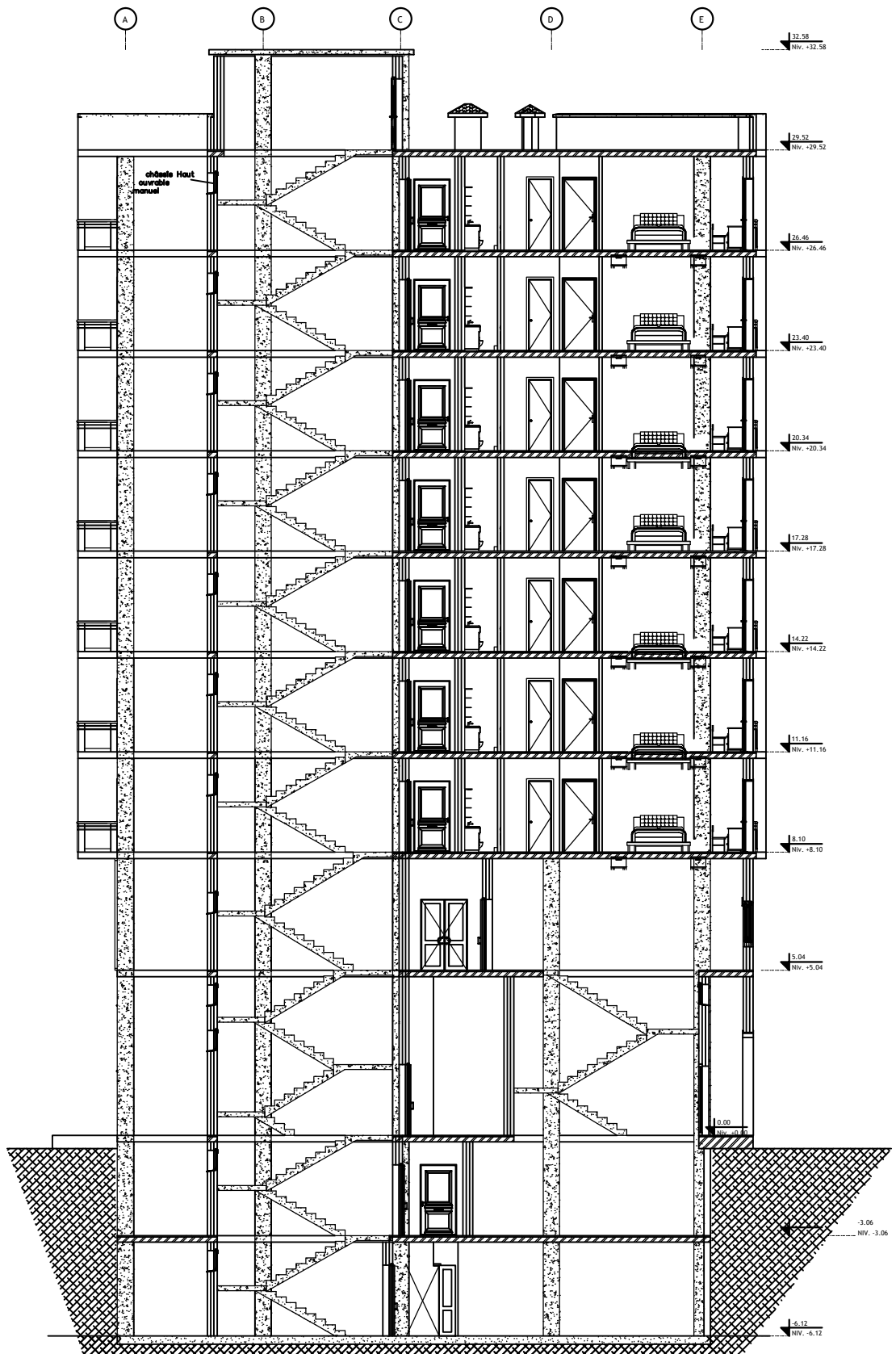
Plan d'étage +8.10 +11.16 14.22 17.28



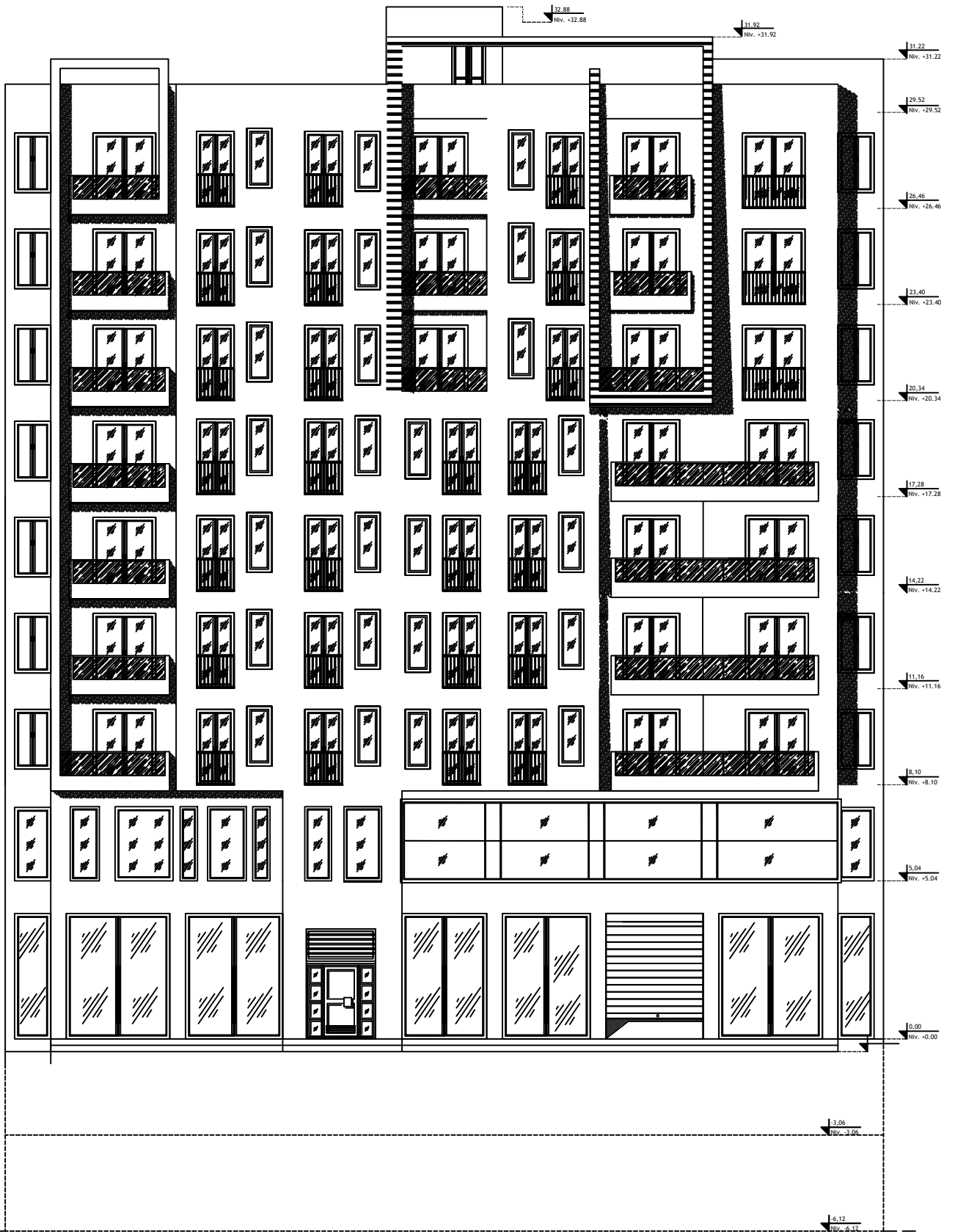
Plan du Niveau +20.34 +23.40 +26.46



Plan De terrasse +29.52



Coupe A-A



Façade Principale

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE
ET CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX

I. Introduction :

Dans l'étude des structures, l'ingénieur en génie civil doit considérer à la fois le facteur sécuritaire et économique, pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer.

Ce chapitre est consacré à la description de notre projet et à des rappels de calcul des structures en béton armé.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+8+2 Sous-sol à usage commercial et d'habitation qui est implanté à TAMDA situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou classé selon RPA99 modifié en 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

L'ouvrage comporte :

- Un 2^{ème} sous-sol à usage parking.
- D'un 1^{er} sous-sol et un rez-de-chaussée à usage commercial.
- 1^{er} étage à usage service.
- 07 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse accessible
- Un ascenseur.
- 2 cages d'escalier.

I.1.1.Caractéristiques géométriques :

En plan :

- Longueur totale : **28m**
- Largeur totale : **17.60 m**

En élévation :

- Hauteur totale : **38.7 m**
- Hauteur de l'acrotère : **0.6 m**
- Hauteur d'étage courant et étage de service : **3.06 m**
- Hauteur du RDC : **5.04 m**
- Hauteur du 1^{er} et 2^{ème} sous-sol est : **3.06 m**

I.1.2. Propriétés mécaniques du sol :

- La contrainte admissible du sol : **2.0 bar**.
- Le site est considéré comme **meuble : S3**
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.

I.2. hypothèses de calcul :

Pour mener l'étude de notre projet, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- $E_{ij} = 32456.595$ MPa.
- $f_e = 400$ MPa

I.3. Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les règlements suivants :

- ⇒ Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- ⇒ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé
« B.A.E.L.91 /modifiées.99 ».
- ⇒ Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- ⇒ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

I.4.Éléments constituant l'ouvrage :**I.4.1.Superstructure :****Ossature :**

L'immeuble est à ossature mixte, il est composé :

- de poteaux et poutres formant un système de portiques dans les deux sens (transversal et longitudinal) destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

Les planchers :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

On a les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux.

L'acrotère :

Qui est un élément en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

Porte-à-faux :

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

L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'utilisateur à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

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).

La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : Ils sont réalisés en double cloisons composé de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparés d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique.
- Les murs intérieurs : Ils sont réalisés en brique creuse de 10cm d'épaisseur qui sont destinés à séparer la surface intérieure habitable.

Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons, les escaliers.
- Céramique pour les cuisines les salles d'eau.

Les enduits :

On désigne par enduit un produit plus au 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

Coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution.

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

I.4.2. Infrastructure :

Fondation : élément en béton armé situé à la base de l'ouvrage, elle reprend et transmet les charges de la superstructure vers le sol. Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.5. Principes des justifications (Art A.1.2BAEL91) :**Les différents états limites :**

- a) **États limites ultimes (ELU) :** Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :
- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
 - Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
 - Stabilité de forme (pas de flambement) ;
 - états limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.

b) Etats limite de service (ELS) : Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1.Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions

I.6.2.Béton :

Le béton est un mélange de ciment, de granulats (sable, graviers, gravillons), d'eau et adjuvant défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau de gâchage
- L'âge du béton
- Les adjuvants comme des plastifiants pour une meilleure maniabilité du béton et des hydrofuges qui se mettent à la place des petits vides d'où étanchéité du béton.

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment portland artificiel 325, destiné à offrir une résistance escomptée et à présenter une protection efficace des armatures.

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0.5

Remarque :

« Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton »

I.6.2.1 : Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**a- Résistance à la compression (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifié 99) :**

Elle se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution et une hauteur double de leur diamètre (éprouvettes normalisées : 32 cm hauteur, diamètre $\varnothing=16\text{cm}$) pour un granulats de grosseur au plus égale à 40 mm

❖ La résistance du béton augmente avec le temps :

- A 1 j le béton atteint 15 % de sa résistance
- A 3 j 50%
- A 7 j 70%
- A 14 j 80%
- A 21 j 90%
- A 28 j 99%

Le béton évolue avec le temps ; à l'âge de 28 jours, la résistance à la compression du béton est dite « valeur caractéristique » ; elle est choisie à priori, pour des bétons courants, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'est atteinte sur les chantiers.

Pour les chantiers faisant objet d'un contrôle régulier, le B.A.E.L 91 indique que cette résistance est évaluée comme suit (Art. A.2-1, 11 B.A.E.L91) :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \text{ si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

-Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28\text{jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

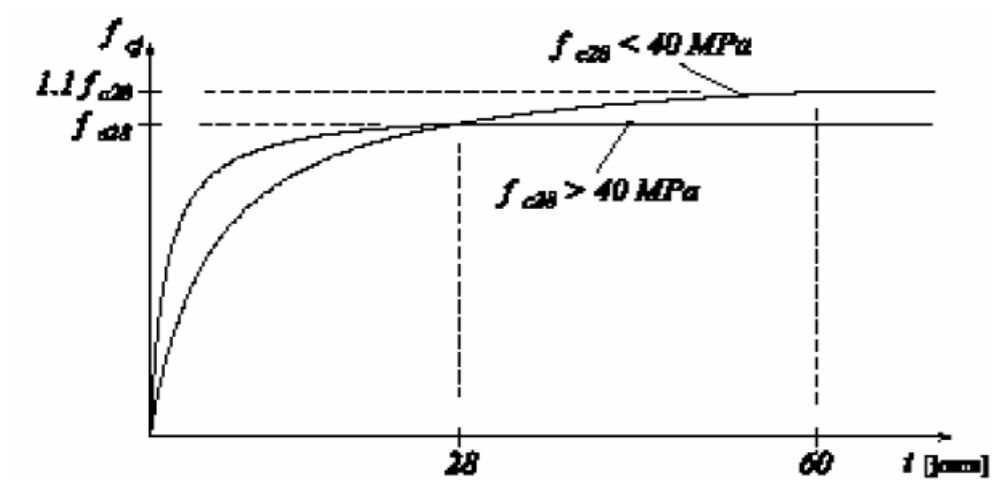


Figure.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

a. Résistance à la traction : (Art A2.112 BAEL91 modifié 99).

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

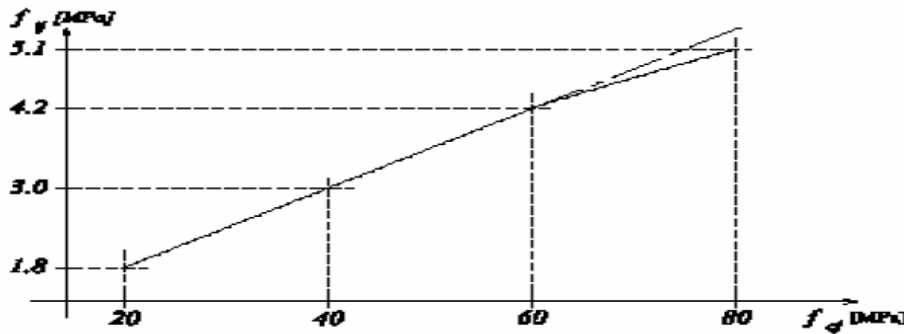


Figure. I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la Compression f_{cj} .

a. Les contraintes limites du béton :

➤ **A l'E.L.U :**

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

(Art. A.4.3, 41 BAEL 91)

$$f_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

θ : coefficient qui est fonction de la durée d'application des actions avec :

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1h.

La limitation de la compression du béton correspond à un état limite de formation de fissures parallèles à la direction des contraintes.

$\gamma_b = 1.5$ en cas de combinaisons pour les situations courantes.

$\gamma_b = 1.15$ en cas de combinaisons accidentelles

✓ **Cas courant**

$$f_{bc} = 0.85 \times \frac{25}{1 \times 1.5} = 14.16 \approx 14.2 \text{ MPa}$$

✓ **Cas accidentels**

$$f_{bc} = 0.85 \times \frac{25}{1 \times 1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

➤ **A l'E.L.S :**

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{cj} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

On prend : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

a. Diagramme des contrainte-déformations du béton :

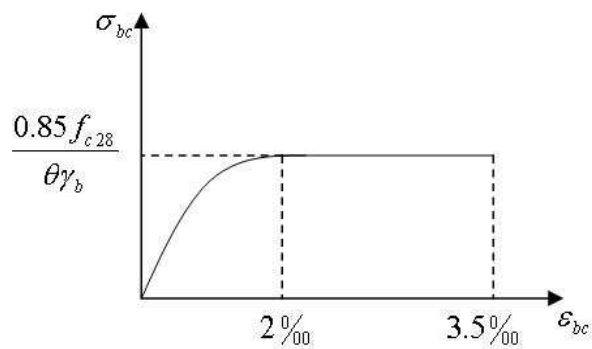


Figure. I-3 Diagramme des σ - ε du béton à l'ELU

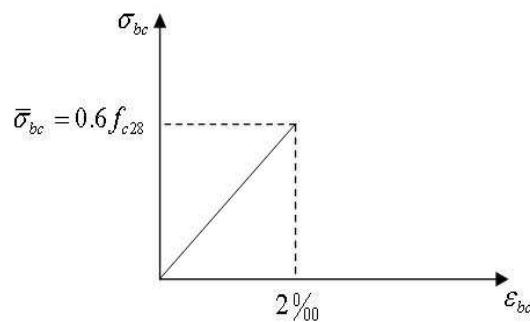


Figure. I-4 Diagramme des σ - ε du béton à l'ELS

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$ (module d'élasticité).

a- **Contrainte tangente conventionnelle** : (Art : A.5.1 BAEL 91).

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

- Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciables

$$\tau_u = \min \{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$$

b- Module de déformation longitudinale : (Art : A-2-1-2 B.A.E.L.91)

1. le module de déformation instantanée du béton :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Art: A-2-1-21- B.A.E.L.91)}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée du béton :

Pour un chargement d'une longue durée d'application, il est égal à 1/3 du module de déformation instantanée :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Soit à $j = 28$ jours : $E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa}$

3. Module de Déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

4. Le coefficient de poisson

Le coefficient est défini par le rapport entre la déformation relative transversale (allongement relatif du côté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement) en valeurs absolues.

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/a}$$

Il est pris égal à : (Art : A.2.18.B.A.E.L 91)

- v = 0.2 à l'ELS
- v = 0 à l'ELU

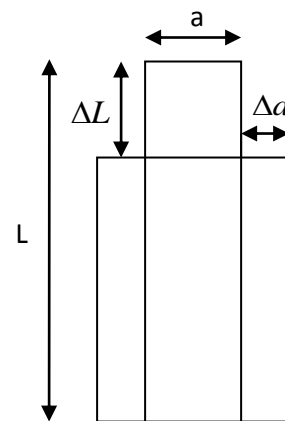


Fig.I-5

I.6.3 Les aciers :

Durant la réalisation de l'ouvrage, on utilise :

- ✓ Des aciers haute adhérence (H.A), de nuance F_e E400, de limite d'élasticité

f_e= 400 MPa et de contrainte admissible.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Cas courant} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{Cas accidenté} \end{array} \right.$$

✓ Des aciers lisses (R.S), de nuance $F_e E 235 MPa$ et de contraintes admissibles :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{235}{1.15} = 204.347 MPa$$

Des treillis soudés, de nuance TLE 520 ayant une limite d'élasticité $f_e=520 MPa$.

a. Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effort de traction jusqu'à la rupture.

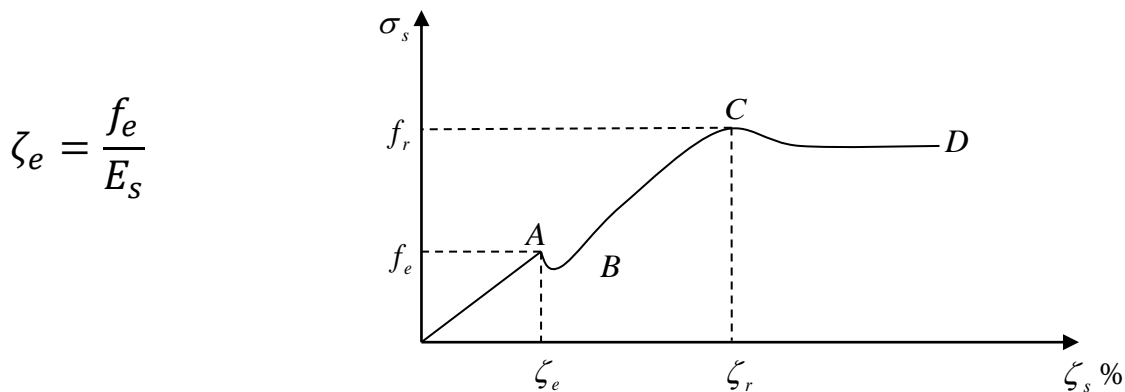


Figure.:I-6 : diagramme « contraintes déformations »

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité garantie

ζ_r : Allongement à la rupture

ζ_e : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

Le diagramme ci-dessus met en exergues 4 partis différents dont la nomenclature est la suivante :

Zone OA : domaine élastique linéaire.

Zone AB : palier de ductilité. (Malléable qui peut être étiré, allongé et sans se rompre)

Zone BC : domaine de raffermissement.

Zone CD : domaine de striction. (Diminution de la section)

➤ **Module d'élasticité longitudinale :**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Art: A.2.21.B.A.E.L 91})$$

➤ **Contraintes limites**

– **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite ultime est égale à

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (\text{Art: A4.3.2. BAEL 91})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations durables (courantes).} \\ \gamma_s = 1.0 \rightarrow \text{pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

➤ **Contrainte limite service :**

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 :

– **Fissurations peu nuisibles :**(BAEL9 /Art 4-5-32)

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

- **Fissurations préjudiciables** :(BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

- **Fissurations très préjudiciables** :(BAEL91 / Art 4-5.34)

Dans ce cas-là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6 \rightarrow$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta= 1.3 \rightarrow$ pour les HA <6 mm

$\eta=1.0 \rightarrow$ pour les aciers ronds lisses.

a. Diagramme contraintes déformations de l'acier :

(Art A.2.2, 2 / BAEL91 modifié 99).

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

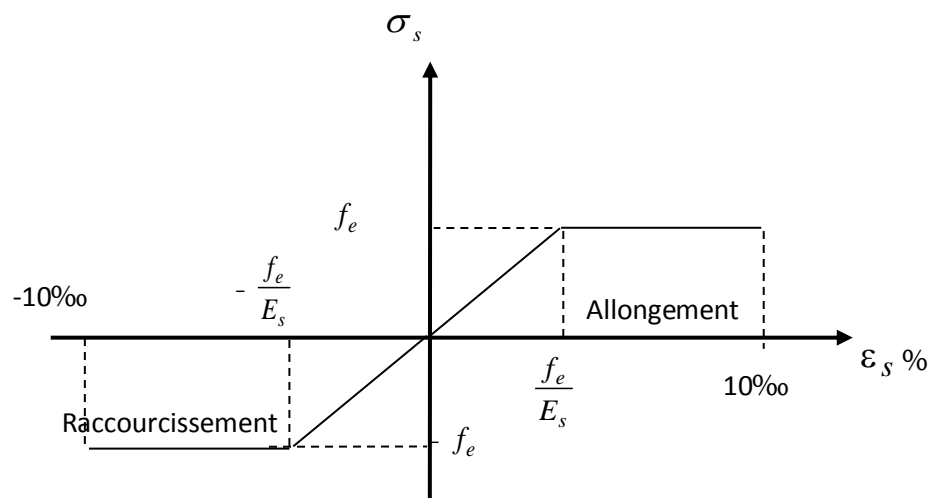


Figure.I.7 Diagramme simplifié de contrainte- déformation des aciers

I.7. Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

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 :

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

I.8. Les actions et sollicitations :**I.8.1. Actions :**

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.

- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

I.8.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.8.3 Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$.

CHAPITRE II
PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS

II.Introduction :

Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet ; à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.1 Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1.Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles sont conçues pour résister à la flexion et transmettre les charges des planchers vers les poteaux.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (Art 7.5.1 RPA99/VERSION 2003)

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

II.1.1.1.Poutres principales (PP) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

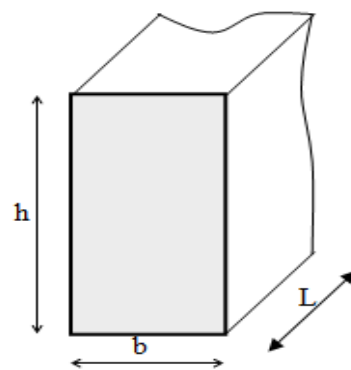
$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

Avec :

a : épaisseur du poteaux

b : largeur de la poutre.



L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ($L = 460\text{cm}$).

$$L = L_{\max} - a$$

$$L = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

$$\frac{435}{15} \leq ht \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \leq ht \leq 43.5$$

On prend: $ht = 40\text{cm}$

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht \implies 16 \leq b \leq 28$$

Pour plus de sécurité on prend $b=30\text{cm}$.

II.1.1.2.Poutres secondaires (PS) :

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

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$23.67 \leq ht \leq 35.5$$

On prend : $ht = 35\text{cm}$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

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

II.1.1.3.Poutres palières (PPal) :

La hauteur et la largeur des poutres palières est données par :

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

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

Avec :

L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ($L= 330\text{cm}$).

$$L = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$$

$$20.33 \leq ht \leq 30.5$$

On prend : $ht=30\text{cm}$

$$12 \leq b \leq 21$$

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

II.1.1.4.Poutres de chaînage (PC) :

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

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$L = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$$22.33 \leq ht \leq 33.5$$

On prend : $ht = 30 \text{ cm}$

$$12 \leq b \leq 21$$

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

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Poutres de chaînage	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	35cm	30cm	30cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30cm	25cm	25cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	1.2	1.16	vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions exigées par le RPA.

II.1.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.1.2.1 Plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux (entrevous) reposant sur les poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée, le tout complété d'une table de compression ferraillée par un treillis soudé.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots \dots \dots \text{B. 6. 8, 424 du BAEL 91}$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher.

L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - b$$

L : Distance entre axes des poteaux : $L = 380\text{cm}$

b : Largeur du poteau, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99 (En zone IIa).

Dans notre cas : $L_{\max} = 380 - 25 = 355\text{cm}$

$$ht \geq \frac{355}{22.5} = 15.78 \text{ cm}$$

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

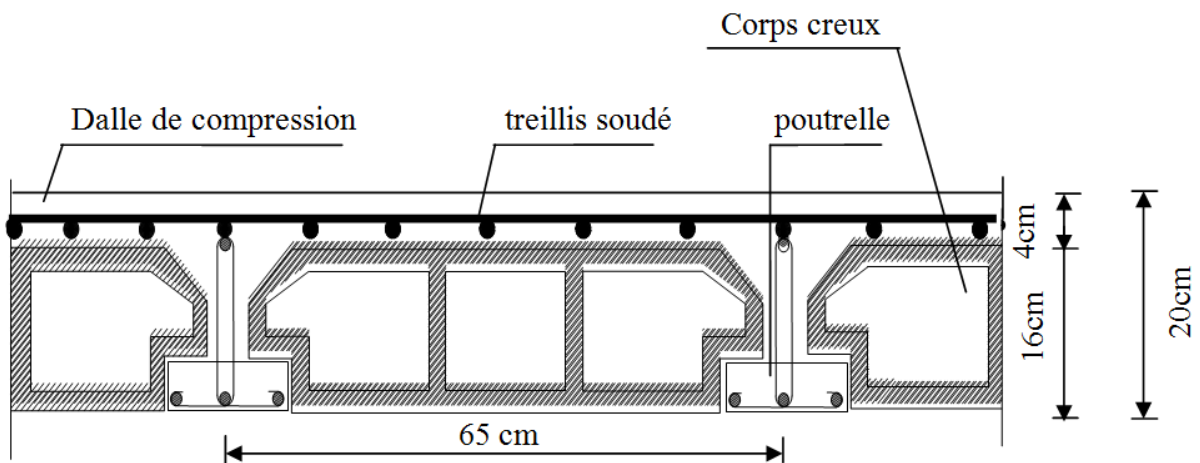


Figure II-1 : coupe transversale sur un plancher en corps creux

II.1.2.2. Dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

1. Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.50\text{m} \implies e \geq 1.50/10 = 0.150\text{m} = 15\text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm

2. Isolation thermique et phonique (DTR.C3.1.1) (DTR.C3.2):

➤ Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique est supérieure à 350kg/m².

$$e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0.14\text{ m}$$

Avec : $\rho_{\text{béton}} = 2500\text{ kg/m}^3$

➤ Résistance au feu :

- e=7 cm pour une heure de coup de feu.
- e=11 cm pour deux heures de coup de feu.
- e=17.5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Conclusion : On prendra une épaisseur de **15cm**

II.1.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

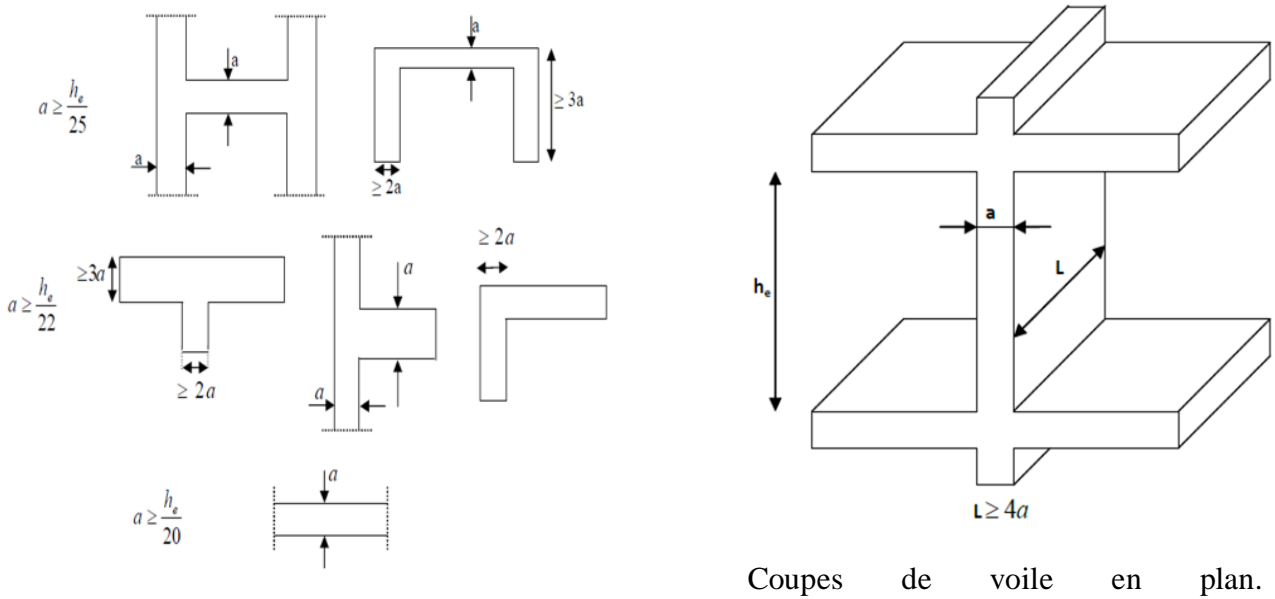
Selon le **RPA 99 modifié 2003, Art [7.7.1]** ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante : $L \geq 4a$

Avec :

a: épaisseur du voile.

L: portée minimal du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm ($a \geq 15\text{cm}$), elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions e de rigidité aux extrémités.



Coupe de voile en élévation.

Figure II.2 : coupes de voile en élévation.

Avec :

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est : $e \geq \frac{h_e}{20}$

Avec : $h_e = h - e_p$ où e_p est la hauteur du plancher = 20 cm.

	RDC	Les sous-sols et les étages courants
H (cm)	504	306
e_p (cm)	20	20
h_e (cm)	484	286
A (cm)	24.2	14.3

Tableau II-2 : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage.

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 25$ cm.

$25 \geq 15$ cm.....la condition est vérifiée

$L \geq 4e_p \rightarrow L \geq 4 \times 25 = 100$ cm.....la condition est vérifiée.

Conclusion :

On opte pour une épaisseur des voiles : $e = 25\text{cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

II.1.4 pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux 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 :

- $\min (b1, h1) \geq 25\text{cm}$
- $\min (b1, h1) \geq \frac{he}{20}\text{cm}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$

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 :

RPA 99 modifié 2003, Art 7.4.3.1

$$S \geq \frac{N_s}{0.3f_{c28}}$$

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.

II.2 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

➤ Charges permanentes :

On a la charge $G = \rho \times e$

ρ : c'est le poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

II.2.1 Les planchers :

1. Plancher terrasse accessible :

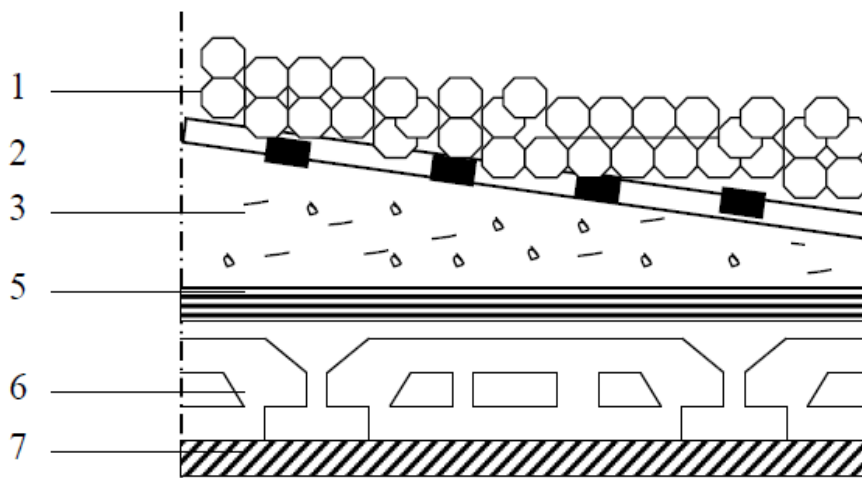


Figure. II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Couche de gravier.	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche.	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton.	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane.	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique.	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression).	(16+4)	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre.	0.02	10	0.2
La charge permanente G (kN/m ²)				5.68

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse accessible.

2. Plancher d'étage courant :

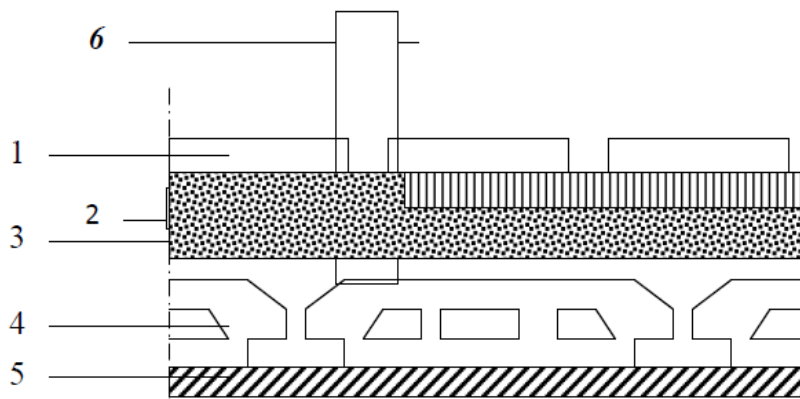


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (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	Plancher en corps creux.	0.20	14	2.80
5	Enduit sous plafond en plâtre.	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures.	0.10	09	0.90
La charge permanente G (kN/m ²)				5.24

Tableau II.4 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

3. Dalle pleine :

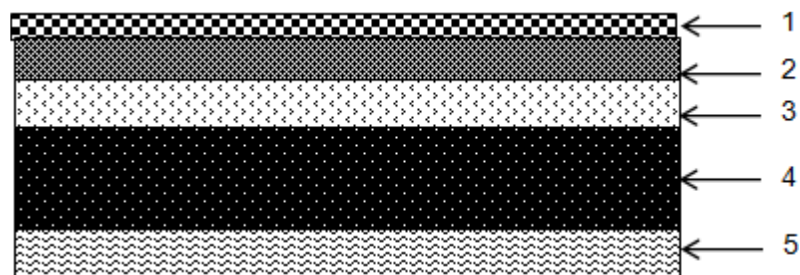


Figure II.5 : coupe d'un plancher dalle pleine.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (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 pleine en B.A.	0.15	25	3.75
5	Mortier de ciment.	0.02	10	0.20
La charge permanente G (kN/m ²)				5.29

Tableau II-5 : Caractéristiques des dalles pleines

II.2.2.Maçonnerie :

➤ Murs extérieurs :

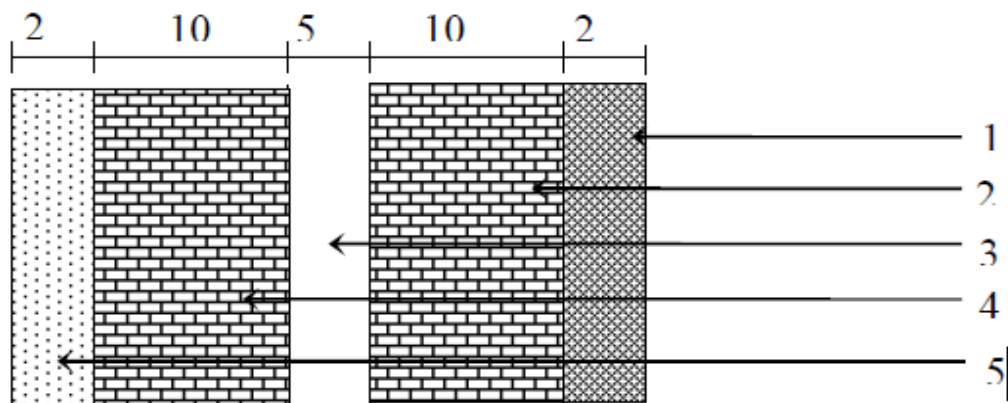


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit ciment.	0.02	20	0.4
2	Briques creuses.	0.10	09	0.9
3	Lame d'air.	0.05	00	00
4	Briques creuses.	0.10	09	0.9
5	Enduit de plâtre.	0.02	10	0.2
La charge permanente G (kN/m ²)				2.40

Tableau II-6 : Charge permanente (G) murs extérieur

➤ Murs intérieur :

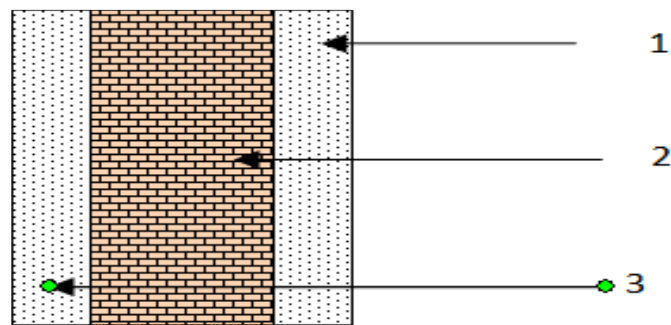


Figure II-7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre intérieur.	0.02	10	0.2
2	Briques creuses.	0.10	09	0.9
3	Enduit en plâtre extérieur.	0.02	10	0.2
La charge permanente G (kN/m ²)				1.3

Tableau II-7 : Charge permanente (G) murs intérieur

II.2.3 Acrotère :

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma ci-dessous, vont nous permettre de déterminer la charge permanente correspondante.

$$G_{acr} = \rho_{\text{beton}} \times S_{acr}$$

- Calcul de son poids propre :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03/2)$$

$$= 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G_{acr} = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.71 \text{ kN/ml}$$

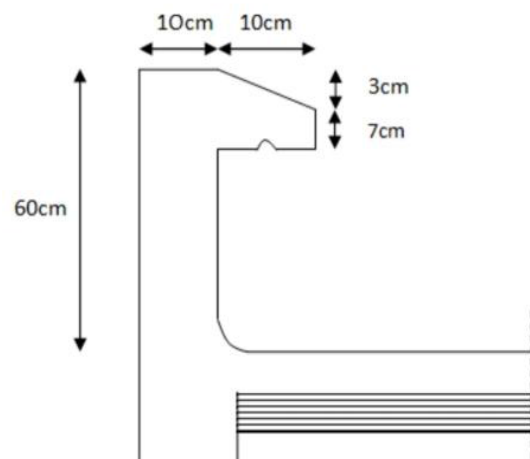


Figure II-8 : Coupe verticale de l'acrotère.

➤ **Surcharges d'exploitation (Q) :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le (DTR B.C. 2.2) dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse accessible	1.5
Acrotère	1
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher 1 ^{er} étage (service)	2.5
Plancher RDC (commercial)	2.5
Plancher 1 ^{er} sous-sol (commercial)	4
balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

II.3 descente de charges :

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

II.3.1 Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : **D2**

Section sans poutre:

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 2.15 \times 1.65 = 3.5475 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.15 \times 1.75 = 3.7625 \text{ m}^2$$

$$S3 = 3.5475 \text{ m}^2$$

$$S4 = 3.7625 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = 14.62 \text{ m}^2$$

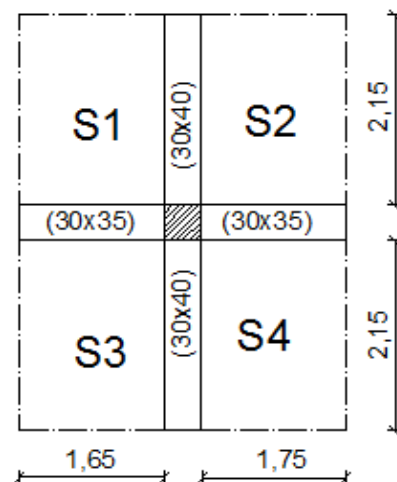


Figure II.9 : Surface d'influence du poteau.

II.3.2 Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :**1) Les planchers :**

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$$

- Plancher étage courant et RDC et le sous- sol :

$$P = 5.24 \times 14.62 = 76.61 \text{ kN}$$

- Plancher terrasse :

$$P_t = G_{\text{terrasse accessible}} \times S = 5.68 \times 14.62 = 83.04 \text{ kN}$$

2) Les poutres :

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho)$$

Avec :

ρ : poids volumique du béton

L : longueur de la poutre

- Les poutres principales (30×40) :

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.15 + 2.15) = 12.9 \text{ kN.}$$

- Les poutres secondaires (30×35) :

$$P_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 25) \times (1.65 + 1.75) = 8.92 \text{ kN}$$

D'où le poids total :

$$P_{\text{tot}} = 12.9 + 8.92 = 21.82 \text{ kN}$$

3) Les poteaux :

Avec :

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

- ρ : poids volumique du béton

-he : hauteur d'étage

$$\text{Pour le RDC : } P_{\text{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 5.04 = 7.875 \text{ kN}$$

$$\text{Pour les autres poteaux : } P = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$$

II.3.3. Les surcharge d'exploitations :

$$Q_{\text{plancher}} = Q \times S$$

- Plancher terrasse : $Q_0 = 14.62 \times 1.5 = 21.93 \text{ kN}$
- Plancher d'étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots Q_7 = 14.62 \times 1.5 = 21.93 \text{ kN}$
- Plancher d'étage service et RDC : $Q_8 = Q_9 = 14.62 \times 2.5 = 36.55 \text{ kN}$
- Plancher sous-sol : Q_{10} et $Q_{11} = 14.62 \times 4 = 58.48 \text{ kN}$

II.3.4 Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux n pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose le bâtiment étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes

La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

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

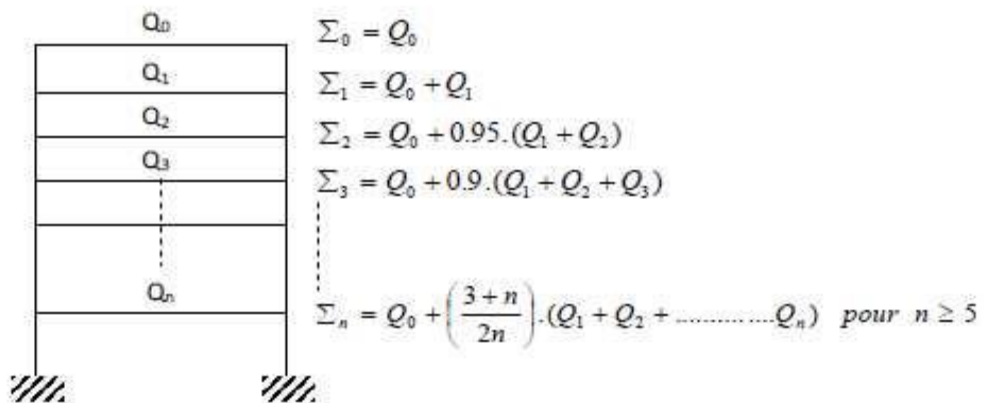


Figure II.10 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Etage	terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	1 ^{er} S-S
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges.

Note : Le coefficient $(3+n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$.

Niveaux	Opération	Résultats [kN]
11	Q_0	21.93
10	$Q_0 + Q_1$	43.86
9	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	63.60
8	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	81.14
7	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	96.50
6	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	109.65
5	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	120.61
4	$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	131.54
3	$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	152.50
2	$Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	172.85
1	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	207.24

Tableau II.10 : Les surcharges cumulées.

Remarque :

On a adopté pour les poteaux des sections supérieures à celles trouvées dans les calculs pour des raisons :

- ✓ Une bonne répartition des aciers.
- ✓ Eviter la rotule plastique dans les poteaux

➤ **Dimensionnement des poteaux :**

Niv	Charges permanentes [kN]					Charges d'exploitation [kN]		Effort Normal [kN]	Section du poteau [cm ²]		
	Poids des Planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Qi	QC	N _s =G _c +Q _c	$S \geq \frac{N_s}{0.3f_{c28}}$	Section trouvée	Section adoptée
8	83.04	21.82	4.78	109.64	109.64	21.93	21.93	131.57	175.43	13×13	30×30
7	76.61	21.82	4.78	103.21	212.85	21.93	43.86	256.71	342.28	18×18	35×35
6	76.61	21.82	4.78	103.21	316.06	21.93	63.60	379.66	506.21	22×22	35×35
5	76.61	21.82	4.78	103.21	419.27	21.93	81.14	500.41	667.21	25×25	40×40
4	76.61	21.82	4.78	103.21	522.48	21.93	96.50	618.98	825.30	28×28	40×40
3	76.61	21.82	4.78	103.21	625.69	21.93	109.65	735.34	980.45	31×31	45×45
2	76.61	21.82	4.78	103.21	728.90	21.93	120.61	849.51	1132.68	33×33	45×45
1	76.61	21.82	4.78	103.21	832.11	36.55	131.54	963.65	1284.86	35×35	50×50
RDC	76.61	21.82	7.87	106.30	938.41	36.55	252.50	1190.91	1587.88	39×39	50×50
1 ^{er} SS	76.61	21.82	4.78	103.21	1041.62	58.48	172.85	1214.47	1619.29	40×40	50×55
2 ^{ème} SS	76.61	21.82	4.78	103.21	1144.83	58.48	207.24	1352.07	1802.76	42×42	50×55

Tableau II.11 : Détermination des charges et surcharges.

II.4.1 selon le RPA99 (Art7.4.1) :

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

Conditions exigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
$\min (b, h) \geq 25$ $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Etage 8 (30×30)	$\min (b; h) = 30 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 6 et 7 (35×35)	$\min (b ; h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 4 et 5 (40×40)	$\min (b, h) = 40 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 2 et 3 (45×45)	$\min (b, h) = 45 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	RDC et 1 ^{er} étage (50×50)	$\min (b ; h) = 50 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{484}{20} = 24.2$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
1 ^{er} et 2 ^{ème} sous-sol (50×55)	$\min (b ; h) = 50 \geq 25$	✓	
	$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓	
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓	

Tableau II-12 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Conclusion :

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

II.4.2.Vérification de la condition de non flambement des poteaux : (CBA art B.8.3)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

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

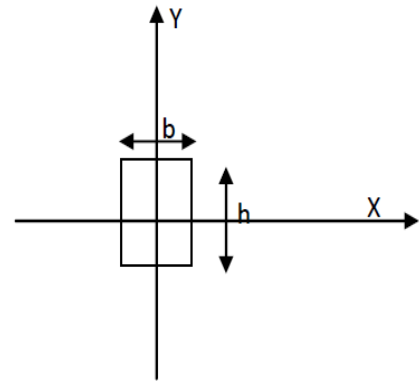


Figure II.11 : coupe de poteau

Avec :

L_f : Longueur de flambement → $L_f = 0.7 L_0$

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

L₀ : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau → $S = b \times h$.

I : Moment d'inertie du poteau $i_{yy} = \frac{hb^3}{12}$ et $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalemment : $\lambda = 0.7\sqrt{12}L_0/b$

Niveau	Poteau (cm)	Surface (cm ²)	Inertie (cm ⁴)	L0 (cm)	Lf (cm)	i (cm)	λ
Etage 8	30×30	900	67500	306	214.2	8.66	24.73
Etage 6 et 7	35×35	1225	125052.08	306	214.2	10.10	21.20
Etage 4 et 5	40×40	1600	213333.33	306	214.2	11.54	18.56
Etage 2 et 3	45×45	2025	341718.75	306	214.2	12.99	16.49
1 ^{er} étage	50×50	2500	520833.33	306	214.2	14.43	14.84
RDC	50×50	2500	520833.33	504	352.8	14.43	24.45
1 ^{er} et 2 ^{ème} sous-sol	50×55	2750	693229.17	306	214.2	15.87	13.49

Tableau II-13 : Vérifications au flambement

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

II.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a procédé au dimensionnement de la structure dont les principaux résultats sont les suivant :

- Dalle en corps creux : 16+4=20 cm
- Poutres principal :(30×40)
- Poutres secondaire : (30× 35)
- Voile de contreventement : ep = 25 cm
- Poteaux d'étage 1^{er} S/Sol et 2^{ème} S/Sol :(50×55)
- Poteaux RDC et 1^{er} étage :(50×50)
- Poteaux d'étage 2 et 3 : (45×45)
- Poteaux d'étage 4 et 5 : (40×40)
- Poteaux d'étage 6 et 7 : (35×35)
- Poteaux étage 8 : (30×30)
- Poutre de chainage : (25×30)
- Poutre palière : (25×30)
- Dalle pleine balcon : 15 cm

CHAPITRE III
CALCUL DES ELEMENTS

III. Introduction :

Les éléments non structuraux n'ont pas de fonctions porteuses ou de contreventement mais peuvent modifier considérablement le comportement de la structure, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; nous pourrions donc les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL91 modifié 99, CBA93 et le RPA99 version 2003.

III.1: Calcul de l'Acrotère:

III.1.1: Définition:

L'acrotère est une construction complémentaire sur le 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 encastrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcule 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 = 60 cm.
- Epaisseur = 10 cm
- La surface = 0.0685 m²

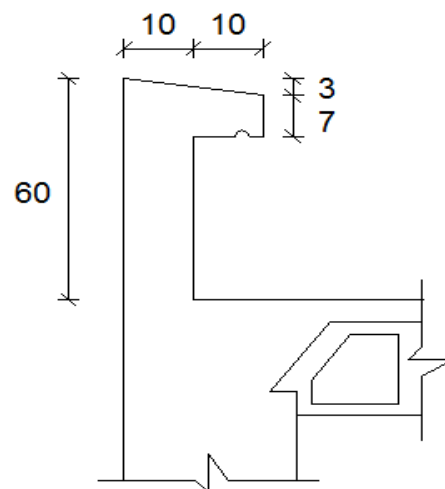


Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un Acrotère

III.1.4. Calcul des efforts internes :

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

$$G=1.71 \text{ kN/ml}$$

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

- **Calcul des sollicitations**

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.60 \times 1 \text{ ml} = 0.60 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

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

- Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1.71 \text{ kN}$$

- **Diagramme des efforts interne :**

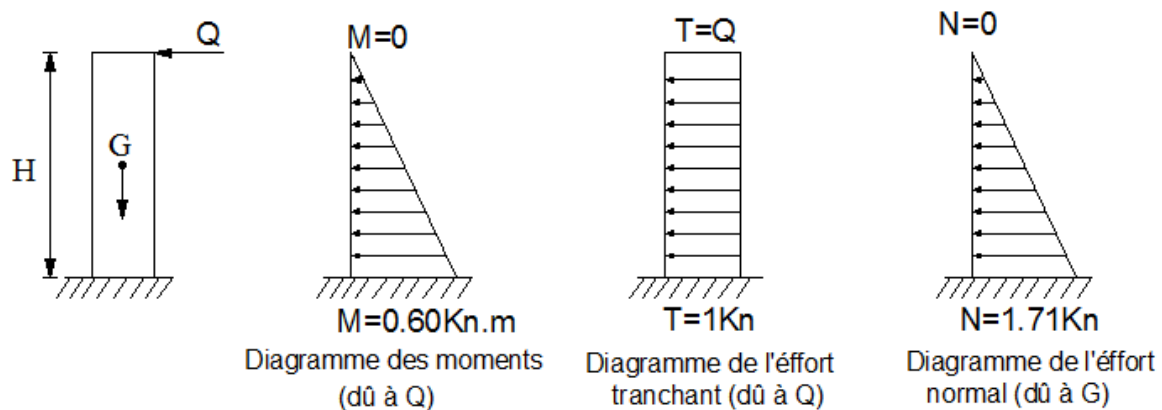


Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes

III.1.5. Combinaison des charges :

- **A l'ELU : $q_u=1.35G+1.5Q$**

-L'effort normal: $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.71 = \mathbf{2.30 \text{ kN}}$

-l'effort tranchant: $T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = \mathbf{1.5 \text{ kN}}$

-Moment de flexion : $M_u = 1.5 MQ = 1.5 \times 0.60 = \mathbf{0.9 \text{ kN.m}}$

➤ A l'ELS: $qu=G+Q$

-L'effort normal: $N_s = G = 1.71 \text{ kN}$

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

-Moment de flexion : $M_s = MQ = 0.60\text{kN.m}$

III.1.6.Ferraillage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

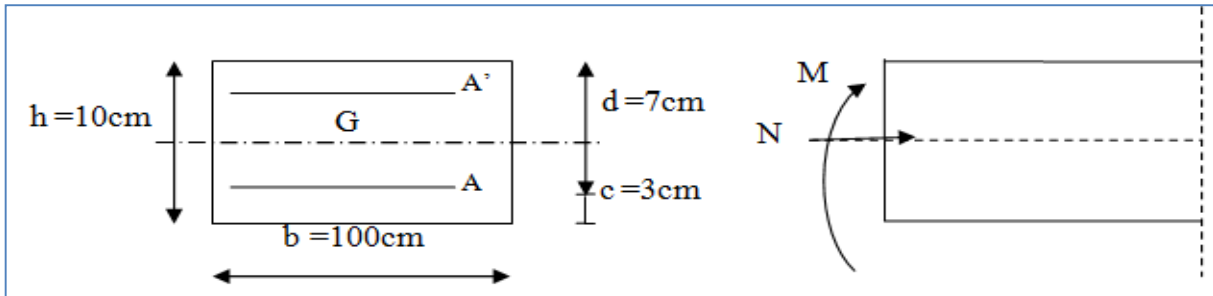


Figure III.1.3 : répartition des efforts externes

Figure III.1.4 : schéma des armatures

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.

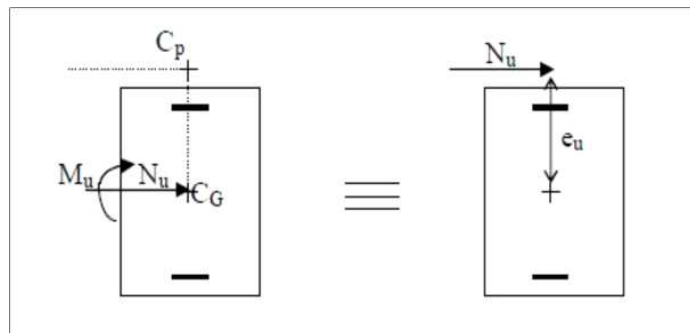


Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III.1.6.1 Calcul à L'ELU :**a) Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.30} = 0.39\text{m} = 39\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2$$

Avec :

M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

$Y = \frac{h}{2} - c \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité

des armatures tendues.

Donc : $e_u = 39\text{cm} > h/2 - c = 2$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

b) Calcul en flexion simple :**➤ Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$M_f = 2.30 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.943 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 0.943 \text{ Kn.m}$$

➤ Moment réduit:

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.943 \times 10^3}{100 \times 7 \times 14.2} = 0.094 < \mu_1 = 0.392$$

$\rightarrow \mu_u = 0.094 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Avec : $f_{bu} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951$$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \sigma_{st} d} = \frac{0.943 \times 10^3}{0.951 \times 348 \times 7} = 0.407 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

c) Calcul en flexion composée :

➤ La section des armatures réelles:

- Armatures principale:

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.407 - \frac{2.30}{34.8} = 0.340 \text{ cm}^2$$

$A_s=0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

III.1.6.2 Vérification à l'ELU :**a) La condition de non fragilité :(Art : A.4.2.1 BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.71} = 0.351 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{35.1 - 0.455 \times 7}{35.1 - 0.185 \times 7} \right] = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A = 0.340 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

Avec :

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

Conclusion:

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\text{adop}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition:**

$$A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3HA8=1.51cm² avec un espacement : $S_t = 60 / 3 = 20\text{cm}$

b) Vérification au cisaillement : (Art : A.5.1, 211 BAEL91/99)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_c}{\gamma_b}; 4\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ kN}$ avec: V_u : effort tranchant à l'ELU

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres :(Art A.6.1, 3 BAEL91/99)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5$ pour les H.A

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\text{Avec : } \sum U_i = n\Pi\varnothing = 4 \times \Pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.226 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.226 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

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

d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.1,221BAEL91/99)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

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

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

On opte pour $l_s = 35 \text{ cm}$.

Espacement des barres (B.5.3,3BAEL91/99):

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

On prend : $St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

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

On prend : $St = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

III.1.6.3 Vérification à l'ELS :

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 :

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$

a) **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

(Art A.4.5.3.3BAEL91/99)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$

On a :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 46.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2BAEL91/99):

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.58}{44.17} = 1.05 \text{ MPa}$$

Conclusion

- ✓ Armatures principales : 4HA8 espacées de 25cm.
- ✓ Armatures de répartition : 3HA8 espacées de 20cm .

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

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale :

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

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

A = 0.15 (Zone II_a, groupe d'usage 2) (Art4.2.3.tableau 4-1/RPA99)

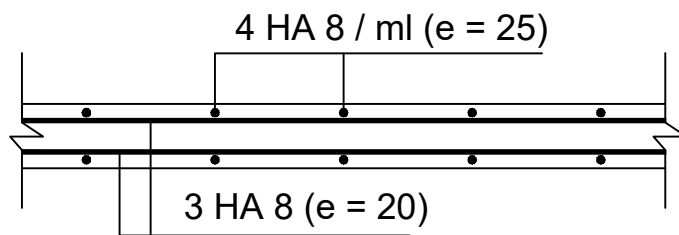
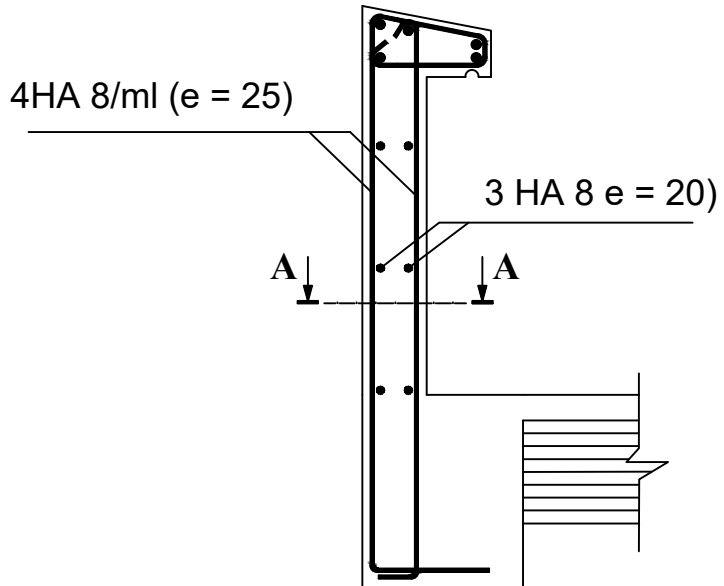
C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

C_p = 0.3 (Tableau 6-1/RPA99)

w_p : poids de l'acrotère

w_p = 1.96kN/ml

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.96 = 0.3528 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$. \Rightarrow Le calcul se fait sous Q non pas sous P.



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Nait Larbi Amar Ouanes Melissa	Plan de Ferrailage de l'acrotère	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr Ait Aider	2020/2021

III.2. Calcul des planchers en corps creux :

III.2.1. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de «4 cm » d'épaisseur, Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520, $\emptyset \leq 6$ mm) dont les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par l'article suivant : [BAEL91/B.6.8.423] : hourdis surentrevois de terre cuite ou béton.

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles [BAEL 91/B.6.8,423] :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \rightarrow \text{pour } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \rightarrow \text{pour } 50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :

A_{\perp} : cm² par mètre linéaire.

L: entre axes des poutrelles (cm).

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

Dans notre cas ; $L=65$ cm et $f_e= 520$ MPa

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{\perp} = 6\emptyset6 = 1.7 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec un espacement de 15 cm.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{//} = 6\emptyset6 = 1.7 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec un espacement de 15 cm.

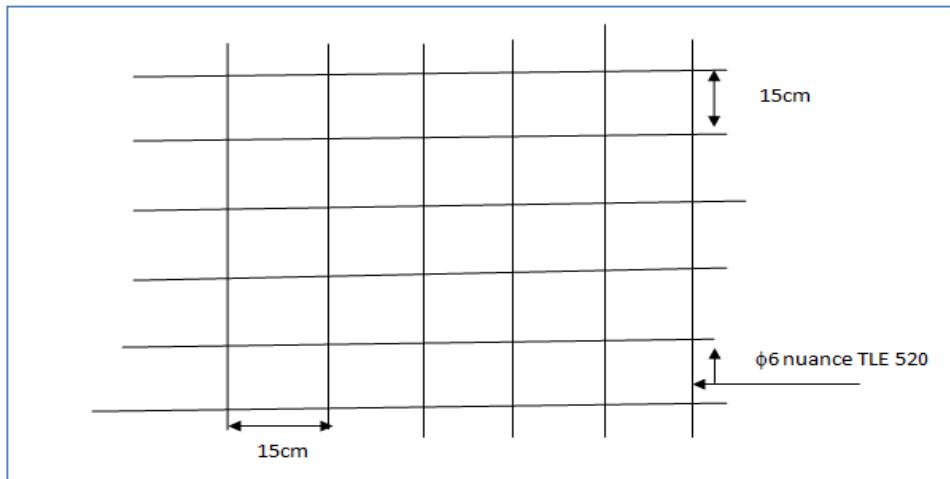


Figure III.2.1 : Treillis soudées de $15 \times 15 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(6 \times 150 \times 6 \times 150) \text{ mm}^2$.

III.2.2. Les poutrelles :

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

a) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

➤ Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis. Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles BAEL91 préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

b) Dimensionnement des poutrelles :

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

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

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

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

b_1 : débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5\text{ cm}$$

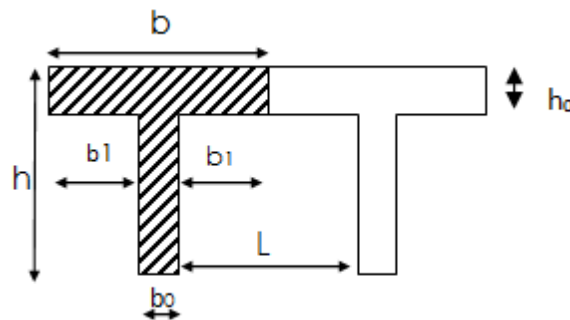


Figure III.2.2 : Surfaces revenant aux poutrelles.

Remarque :

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, c - à - d celui qui porte la plus grande surcharge. Dans notre cas c'est le plancher à usage commercial.

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

III.2.3 : 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95\text{ kN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

a- Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62\text{ kN/ml}$

Avec : $l=65\text{ cm} \rightarrow$ largeur de l'hourdis

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74\text{ kN/ml}$$

- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

b- Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

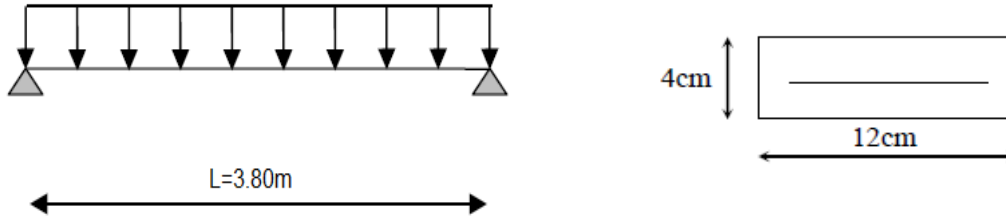


Figure III.2.3 : schéma statique de la poutrelle.

❖ **Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.8)^2}{8} = 4.512 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.8}{2} = 4.75 \text{ kN.}$$

Calcul de la section d'armature :

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

La hauteur $d = h - 2 = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.512 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.61 > 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée (SDA).}$$

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.**

III.2.4 : 2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

III.2.4.1. Plancher à usage commercial :

a- Chargement :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Poids propre de plancher : $G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ kN/ml}$

b- Les combinaisons des charges :

À l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 2.6 = 8.5 \text{ kN/ml}$

À l'ELS : $q_s = G + Q = 3.406 + 2.6 = 6 \text{ kN/ml}$

c- Choix de la méthode :

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

- c- Méthode forfaitaire ;
- d- Méthode de Caquot ;
- e- 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 et de service.

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**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) :

- 1) La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 .

$$Q \leq \max\{2G ; 5 \text{ kN/ml}\}$$

$$2G = 2 \times 3.406 = 6.812 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \times 2.6 = 2.6 \text{ kN/m}^2$$

D'où : $Q = 2.6 \text{ kN/m}^2 < 2G = 6.812 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow **la condition est vérifiée.**

- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{360} = 1.05 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{360}{330} = 1.09 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{330}{320} = 1.03 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{320}{330} = 0.96 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{330}{360} = 0.91 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{360}{380} = 0.94 \end{array} \right\} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

a) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

b) Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

$$3) M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Dans une travée de rive}$$

- 4) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

-0.6 M_0 pour une poutre de deux travées.

-0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

-0.4 M_0 pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas nous avons quatre types de travées à étudier :

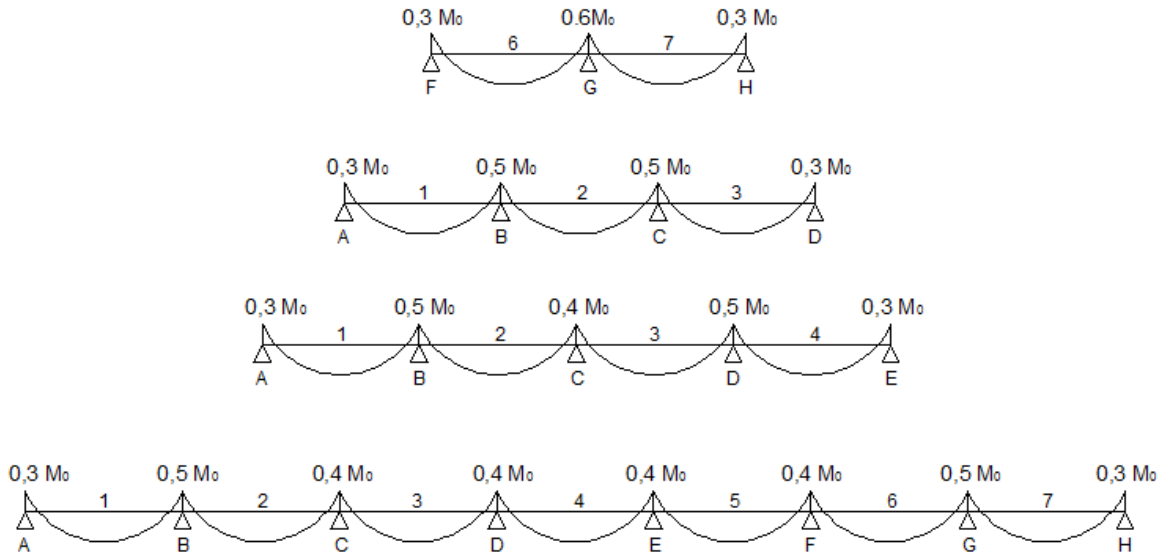


Figure III.2.4 : diagramme des moments des poutres continues

c) Application :

- Combinaison de charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ kN/ml} \\ Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

A l'E.L.U : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.50 \text{ kN/ml}$

A l'E.L.S : $q_s = G + Q = 6 \text{ kN/ml}$

- Calcul des rapports des charges :

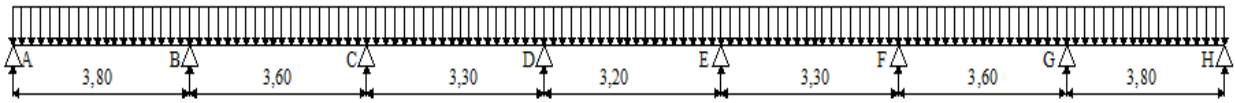
$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} ; \text{ avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{4}{5.25 + 4} = 0.433 < \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.433	1.1299	0.5650	0.6650

Etude du Cas 1 :



Calcul des moments isostatique :

- En travées :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
L (m)	3.8	3.6	3.3	3.2	3.3	3.6	3.8
M ₀ (kN.m)	15.34	13.77	11.57	10.88	11.57	13.77	15.34

- Aux appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.3
M _{appui} (kN.m)	4.60	7.67	5.50	4.62	4.62	5.50	7.67	4.60

Calcul des moments en travées :

• Travée de rive

- Travée A-B et G-H

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{AB}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = (1.1299 \times 15.34) - \frac{4.60 + 7.67}{2} = 11.19 \text{ kN.m} \\ M_{t_{AB}} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{01} = 0.6650 \times 15.34 = 10.20 \text{ kN.m} \\ \text{Soit : } M_{t_{AB}} = M_{t_{GH}} = 11.19 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

• Travée intermédiaire

- Travée B-C et F-G

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{BC}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = (1.1299 \times 13.77) - \frac{7.67 + 5.50}{2} = 8.97 \text{ kN.m} \\ M_{t_{BC}} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{02} = 0.5650 \times 13.77 = 7.78 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{t_{BC}} = M_{t_{FG}} = 8.97 \text{ kN.m}$

- Travée C-D et E-F

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{CD}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = (1.1299 \times 11.57) - \frac{5.50 + 4.62}{2} = 8.01 \text{ kN.m} \\ M_{t_{CD}} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{03} = 0.5650 \times 11.57 = 6.53 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{t_{CD}} = M_{t_{EF}} = 8.01 \text{ kN.m}$

- Travée D-E

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{DE}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = (1.1299 \times 10.88) - \frac{4.62 + 4.62}{2} = 7.67 \text{ kN.m} \\ M_{t_{DE}} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{04} = 0.5650 \times 10.88 = 6.14 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{t_{DE}} = 7.67 \text{ kN.m}$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M_t (kN.m)	11.19	8,97	8.01	7.67	8.01	8,97	11.19

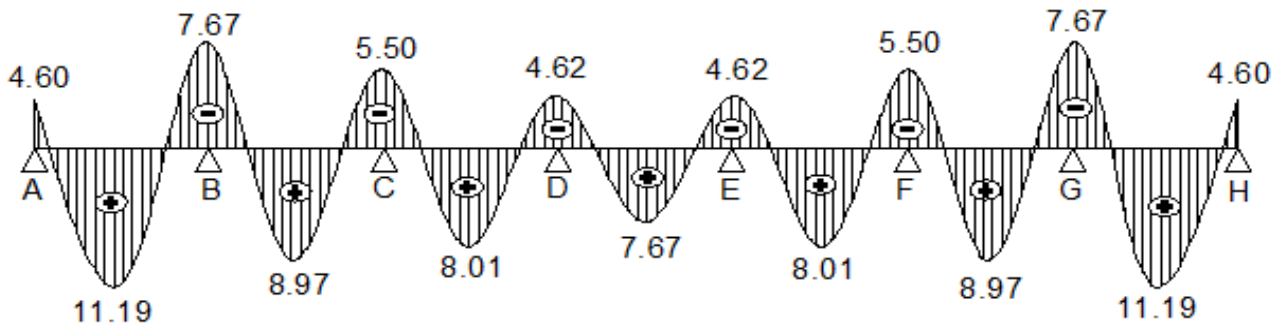


Figure III.2.5 : Diagramme des moments fléchissant

Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec : $\theta(x = 0) = \frac{q_u \times L}{2}$ et $\theta(x = L) = -\frac{q_u \times L}{2}$

$$T_w = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_e = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

T(x) : effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

Application :

– **Travée A-B :**

$$\left\{ \begin{aligned} T_A &= \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-7.67 + 4.60}{3.8} = 15.34 \text{ kN} \\ T_B &= -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-7.67 + 4.60}{3.8} = -16.96 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

- Travée B-C :

$$\begin{cases} T_B = \frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-5.5 + 7.67}{3.6} = 15.90 \text{ kN} \\ T_C = -\frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-5.50 + 7.67}{3.6} = -14.70 \text{ kN} \end{cases}$$

- Travée C-D :

$$\begin{cases} T_C = \frac{8.5 \times 3.3}{2} + \frac{-4.62 + 5.50}{3.3} = 14.29 \text{ kN} \\ T_D = -\frac{8.5 \times 3.3}{2} + \frac{-4.62 + 5.50}{3.3} = -13.76 \text{ kN} \end{cases}$$

- Travée D-E :

$$\begin{cases} T_D = \frac{8.5 \times 3.2}{2} + \frac{-4.62 + 4.62}{3.2} = 13.60 \text{ kN} \\ T_E = -\frac{8.5 \times 3.2}{2} + \frac{-4.62 + 4.62}{3.2} = -13.60 \text{ kN} \end{cases}$$

- Travée E-F :

$$\begin{cases} T_E = \frac{8.5 \times 3.3}{2} + \frac{-5.50 + 4.62}{3.3} = 13.76 \text{ kN} \\ T_F = -\frac{8.5 \times 3.3}{2} + \frac{-5.50 + 4.62}{3.3} = -14.29 \text{ kN} \end{cases}$$

- Travée F-G :

$$\begin{cases} T_F = \frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-7.67 + 5.50}{3.6} = 14.70 \text{ kN} \\ T_G = -\frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-7.67 + 5.50}{3.6} = -15.90 \text{ kN} \end{cases}$$

- Travée G-H :

$$\begin{cases} T_G = \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-4.60 + 7.67}{3.8} = 16.96 \text{ kN} \\ T_H = -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-4.60 + 7.67}{3.8} = -15.34 \text{ kN} \end{cases}$$

Les valeurs des efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G		G-H	
T_i (kN)	T_A	15.34	T_B	15.90	T_C	14.29	T_D	13.60	T_E	13.76	T_F	14.70	T_G	16.96
T_{i+1} (kN)	T_B	-16.96	T_C	-14.70	T_D	-13.76	T_E	-13.60	T_F	-14.29	T_G	-15.90	T_H	-15.34

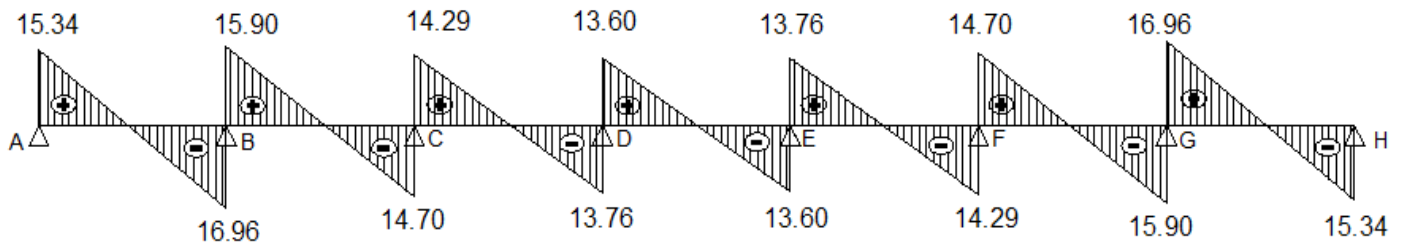
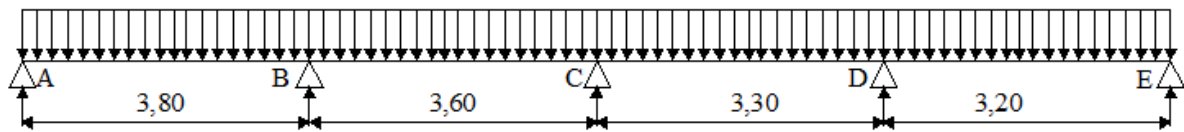


Figure III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants.

Etude du Cas 2 :



Calcul des moments isostatique :

- En travées :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L (m)	3.8	3.6	3.3	3.2
M_0 (kN.m)	15.34	13.77	11.57	10.88

- Aux appuis

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Coefficient β	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
M_{appui} (kN.m)	4.60	7.67	5.50	5.78	3.26

Calcul des moments en travées :

- Travée A-B :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{AB}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = (1.1299 \times 15.34) - \frac{4.60 + 7.67}{2} = 11.19 \text{ kN.m} \\ M_{t_{AB}} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{01} = 0.6650 \times 15.34 = 10.20 \text{ kN.m} \\ \text{Soit : } M_{t_{AB}} = 11.19 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{BC}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = (1.1299 \times 13.77) - \frac{7.67 + 5.50}{2} = 8.97 \text{ kN.m} \\ M_{t_{BC}} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{02} = 0.5650 \times 13.77 = 7.78 \text{ kN.m} \\ \text{Soit : } M_{t_{BC}} = 8.97 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Travée C-D :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{CD}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = (1.1299 \times 11.57) - \frac{5.50 + 5.78}{2} = 7.43 \text{ kN.m} \\ M_{t_{CD}} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{03} = 0.5650 \times 11.57 = 6.53 \text{ kN.m} \\ \text{Soit : } M_{t_{CD}} = 7.43 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Travée D-E :

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_{t_{DE}} &\geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = (1.1299 \times 10.88) - \frac{5.78 + 3.26}{2} = 7.77 \text{ KN.m} \\
 M_{t_{DE}} &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{04} = 0.6650 \times 10.88 = 7.23 \text{ kN.m} \\
 \text{Soit : } M_{t_{DE}} &= 7.77 \text{ kN.m}
 \end{aligned} \right.$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
M _t (kN.m)	11.19	8,97	7.43	7.77

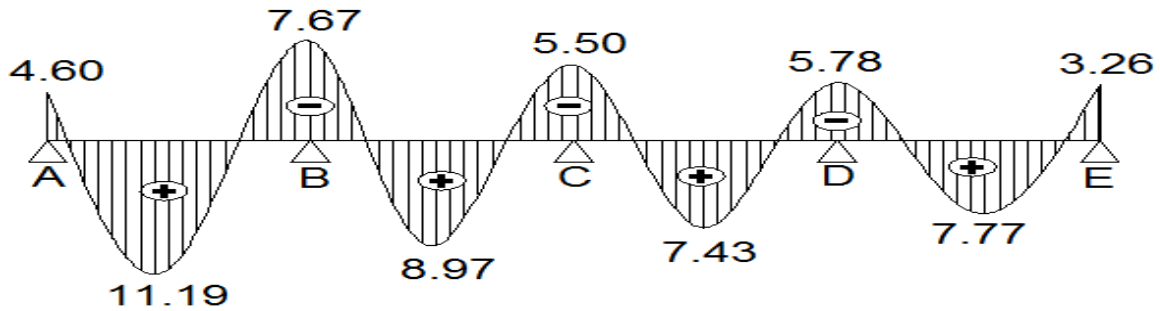


Figure III.2.7 : Diagramme des moments fléchissant

Calcul des efforts tranchants

- Travée A-B :

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_A &= \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-7.67 + 4.60}{3.8} = 15.34 \text{ kN} \\
 T_B &= -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-7.67 + 4.60}{3.8} = -16.96 \text{ kN}
 \end{aligned} \right.$$

- Travée B-C :

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_B &= \frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-5.5 + 7.67}{3.6} = 15.90 \text{ kN} \\
 T_C &= -\frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-5.50 + 7.67}{3.6} = -14.70 \text{ kN}
 \end{aligned} \right.$$

- Travée C-D :

$$\left\{ \begin{aligned} T_C &= \frac{8.5 \times 3.3}{2} + \frac{-5.78 + 5.50}{3.3} = 13.94 \text{ kN} \\ T_D &= -\frac{8.5 \times 3.3}{2} + \frac{-5.78 + 5.50}{3.3} = -14.11 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

- Travée D-E :

$$\left\{ \begin{aligned} T_D &= \frac{8.5 \times 3.2}{2} + \frac{-3.26 + 5.78}{3.2} = 14.39 \text{ kN} \\ T_E &= -\frac{8.5 \times 3.2}{2} + \frac{-3.26 + 5.78}{3.2} = -12.81 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

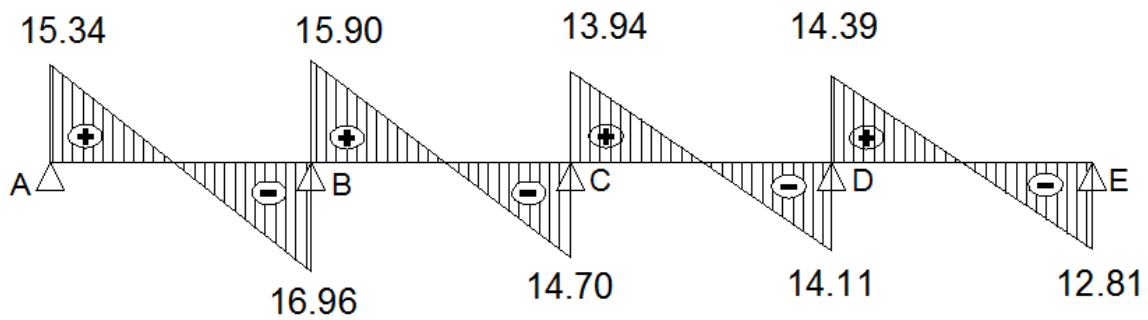
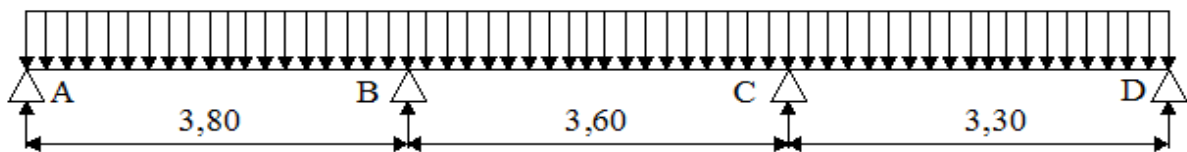


Figure III.2.8. Diagramme des efforts tranchants.

Etude du Cas 3:



Calcul des moments isostatique :

- En travées :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

travée	A-B	B-C	C-D
L (m)	3.8	3.6	3.3
$M_0(\text{kN.m})$	15.34	13.77	11.57

- Aux appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient β	0.3	0.5	0.5	0.3
$M_{\text{appui}} (\text{kN.m})$	4.60	7.67	6.88	3.47

Calcul des moments en travées :

- Travée A-B :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{AB} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = (1.1299 \times 15.34) - \frac{4.60 + 7.67}{2} = 11.19 \text{ kN.m} \\ Mt_{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{01} = 0.6650 \times 15.34 = 10.20 \text{ kN.m} \\ \text{Soit : } Mt_{AB} = 11.19 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{BC} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = (1.1299 \times 13.77) - \frac{7.67 + 6.88}{2} = 8.28 \text{ kN.m} \\ Mt_{BC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_{02} = 0.5650 \times 13.77 = 7.78 \text{ kN.m} \\ \text{Soit : } Mt_{BC} = 8.28 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Travée C-D :

$$M_{t_{CD}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = (1.1299 \times 11.57) - \frac{6.88 + 3.47}{2} = 7.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_{CD}} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{03} = 0.6650 \times 11.57 = 7.70 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{t_{CD}} = 7.90 \text{ kN.m}$

Travée	A-B	B-C	C-D
M_t (kN.m)	11.19	8.28	7.90

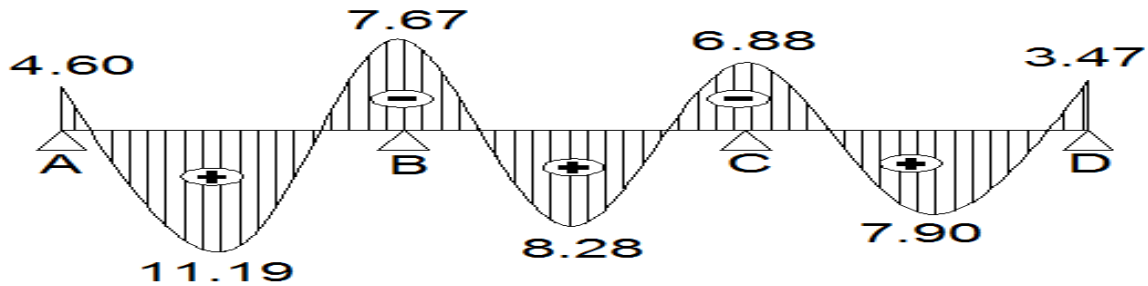


Figure III.2.9. Diagramme des moments fléchissant

Calcul des efforts tranchants

- Travée A-B :

$$\left\{ \begin{aligned} T_A &= \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-7.67 + 4.60}{3.8} = 15.34 \text{ kN} \\ T_B &= -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-7.67 + 4.60}{3.8} = -16.96 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

- Travée B-C :

$$\left\{ \begin{aligned} T_B &= \frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-6.88 + 7.67}{3.6} = 15.52 \text{ kN} \\ T_C &= -\frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-6.88 + 7.67}{3.6} = -15.08 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

- Travée C-D :

$$\left\{ \begin{aligned} T_C &= \frac{8.5 \times 3.3}{2} + \frac{-3.47 + 6.88}{3.3} = 15.06 \text{ kN} \\ T_D &= -\frac{8.5 \times 3.3}{2} + \frac{-3.47 + 6.88}{3.3} = -13 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

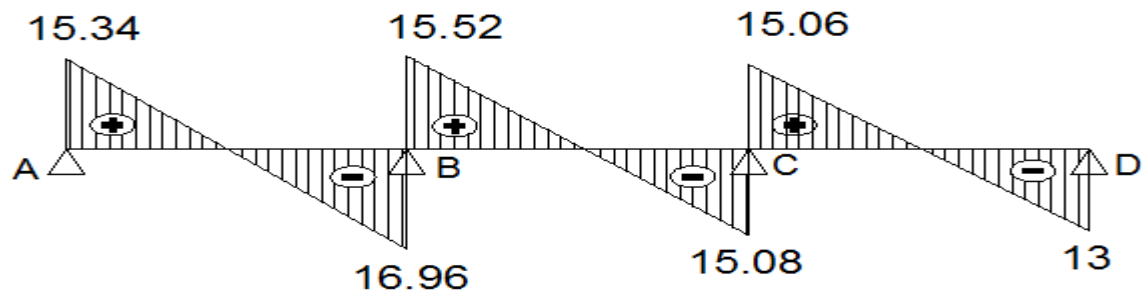
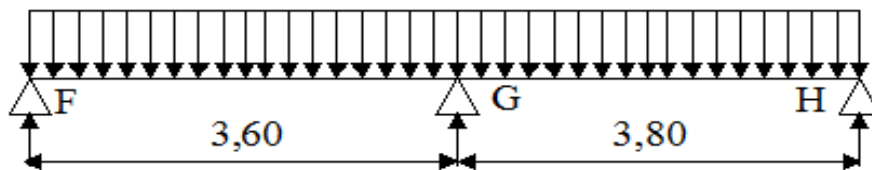


Figure III.2.10. Diagramme des efforts tranchants.

Etude du Cas 4 :



Calcul des moments isostatique :

- En travées :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

travée	F-G	G-H
L (m)	3.6	3.8
M_0 (kN.m)	13.77	15.34

- Aux appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	F	G	H
Coefficient β	0.3	0.6	0.3
M_{appui} (kN.m)	4.13	9.20	4.60

Calcul des moments en travées :

- Travée F-G :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{FG}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} = (1.1299 \times 13.77) - \frac{4.13 + 9.20}{2} = 8.89 \text{ kN.m} \\ M_{t_{FG}} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{06} = 0.6650 \times 13.77 = 9.16 \text{ kN.m} \\ \text{Soit : } M_{t_{FG}} = 9.16 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments en travées :

- Travée G-H :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{GH}} \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_{07} - \frac{M_G + M_H}{2} = (1.1299 \times 15.34) - \frac{9.20 + 4.60}{2} = 10.43 \text{ kN.m} \\ M_{t_{GH}} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{07} = 0.6650 \times 15.34 = 10.20 \text{ kN.m} \\ \text{Soit : } M_{t_{GH}} = 10.43 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Travée	F-G	G-H
M_t (kN.m)	9.16	10.43

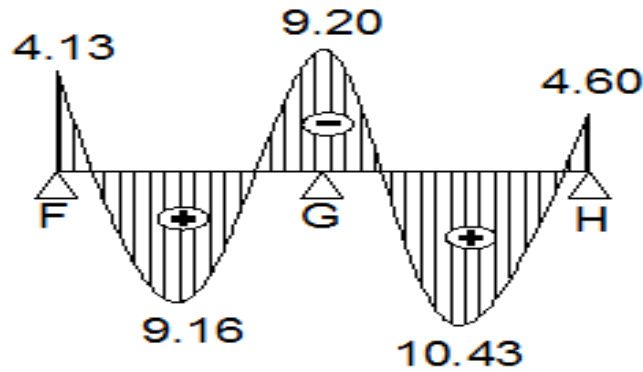


Figure III.2.11 : Diagramme des moments fléchissant

Calcul des efforts tranchants

- Travée F-G :

$$\left\{ \begin{aligned} T_F &= \frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-9.20 + 4.13}{3.6} = 13.89 \text{ kN} \\ T_G &= -\frac{8.5 \times 3.6}{2} + \frac{-9.20 + 4.13}{3.6} = -16.71 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

- Travée G-H :

$$\left\{ \begin{aligned} T_G &= \frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-4.60 + 9.20}{3.8} = 17.36 \text{ kN} \\ T_H &= -\frac{8.5 \times 3.8}{2} + \frac{-4.60 + 9.20}{3.8} = -14.94 \text{ kN} \end{aligned} \right.$$

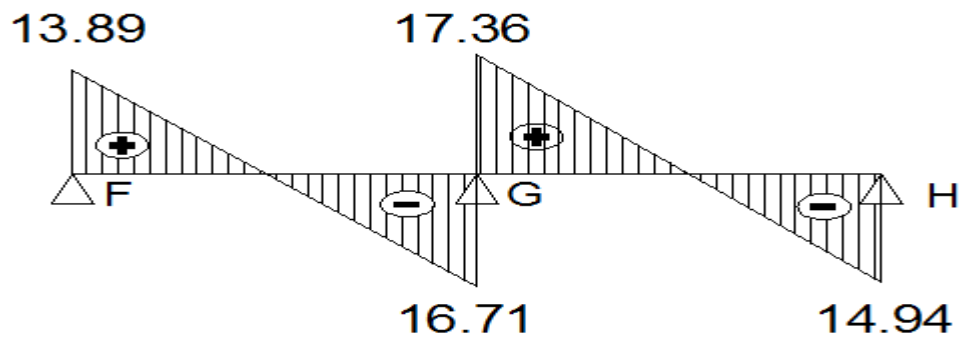


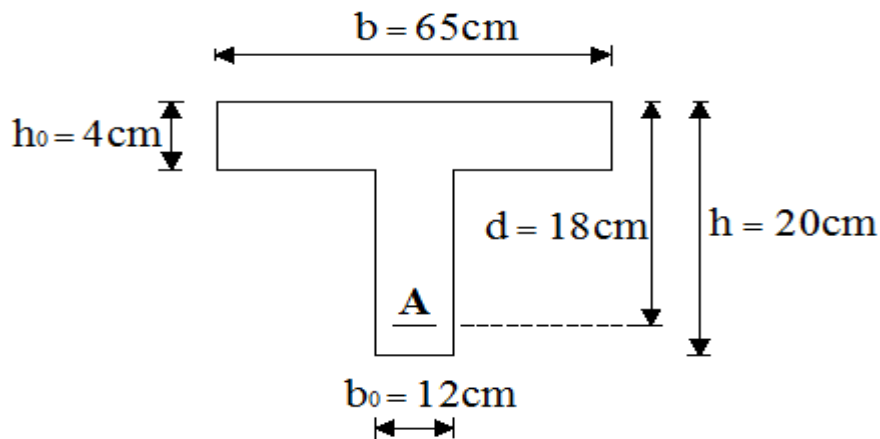
Figure III.2.12. Diagramme des efforts tranchants.

III.2.5 Ferrailage à l'ELU

- Armatures longitudinales

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 11.19 \text{ kN.m et } M_a^{\max} = 9.20 \text{ kN.m}$$



La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b = 65 \text{ cm; } b_0 = 12 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm; } h_0 = 4 \text{ cm; } d = 18 \text{ cm}$$

a) En travées

$$M_t^{\max} = 11.19 \text{ kN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

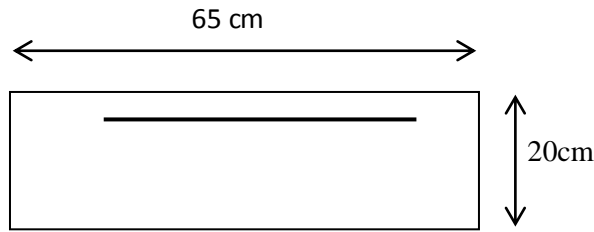
$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}; \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11.19 \text{ kN.m} < M_0 \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$



$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.19 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0.037 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.19 \times 10^5}{0.981 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.82 \text{ cm}^2$$

- Choix de section d'armature :

-Ast=3HA10= 2.35cm².

-Armature de répartition : Ar=1/4Ast=0.58cm²

-Nous prendrons 3HA8 =1.51cm²

b) Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

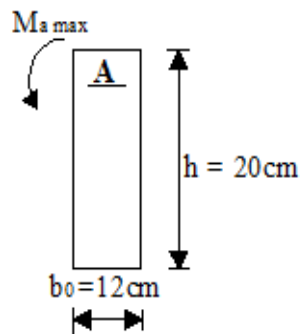


Figure III.2.13 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$\mu = \frac{M_A^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{9.20 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.166$$

$$\mu = 0.166 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0.166 \rightarrow \beta = 0.909$$

$$A_{st} = \frac{M_A^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.20 \times 10^5}{0.909 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.61 \text{ cm}^2$$

- Choix de section d'armature :

$$-A_{SA}=2HA12= 2.26 \text{ cm}^2.$$

$$-Armature de répartition : A_r=1/4 A_{st}=0.56 \text{ cm}^2$$

$$-Nous prendrons 3HA8 =1.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales à L'ELU (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.5.1, 23)**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right)$$

$$\varphi_t = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.6\right) = 0.57 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de Ø8 avec $A_{st}=3HA8 =1.50\text{cm}^2$

Espacement des cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/Art: A.5.1.22)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

- En travée $A_{st}=3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$.
- En appui $A_{st}=2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$.
- Les armatures transversales : $A_{st}=3HA8 =1.51 \text{ cm}^2$

III.2.6 Vérifications à l'ELU :**III.2.6.1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (A.4.2 BAEL91/99) :**

- Calcul de la section minimale :

- **En travée**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adt}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Aux appuis**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adt}} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.260 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.2.6.2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$V_u^{\max} = 17.36 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17.36 \times 10^3}{120 \times 180}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.325 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.2.6.3. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} ,$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{17.36 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.42 \text{ MPa avec :}$$

$\Psi = 1.5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum u_i = n\pi\varnothing = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.42 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

III.2.A.6.4. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a_0 = 0.69d$$

Il faut vérifier que :

$$T = \frac{0.8 \times 0.9d \times f_{c28} \times b_0}{2\gamma_b} = 0.36 \frac{df_{c28} \times b_0}{\gamma_b}$$

$$T = \frac{0.36 \times 18 \times 25 \times 12}{1.5} \times 10^{-1} = 129.6 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 15.34 \text{ kN} < T = 129.6 \text{ kN} \quad \dots \text{la condition est vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

Il faut vérifier que :

$$T = \frac{0.8 \times 0.9d \times f_{c28} \times b_0}{2\gamma_b} = 0.36 \frac{df_{c28} \times b_0}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} = 17.36 \text{ kN} < T = 129.6 \text{ kN} \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

III.2.6.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}^a}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_S}{f_e} = \left(15.34 - \frac{4.60 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{11.5}{400} = -0.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 2.26 \text{ cm}^2 > A = -0.375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}^a}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_S}{f_e} = \left(17.36 - \frac{9.20 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{11.5}{400} = -1.133 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 2.35 \text{ cm}^2 > A = -1.133 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

III.2.A.6.6 Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi_s = 1.5$ pour HA

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \varphi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

Pour acier HA: $f_e=400\text{MPa}$

Forfaitairement :

$L_s = 40 \times \emptyset = 40 \times 1 = 40\text{cm} \rightarrow$ nous prendrons : $L_s = 40\text{cm}$.

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 « **LC** » est au moins égale à : $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

LC = $0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur **LC = 20 cm**.

III.2.7. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats calculés à l'ELU par le coefficient q_s/qu .

A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.5 \text{ kN/ml}$

A l'ELS : $q_s = G + Q = 6 \text{ kN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = 0.70$$

Moments max en travées et aux appuis sont :

$M_{tmax} = 11.19 \times 0.70 \rightarrow M_{tmax} = 7.833 \text{ kN.m}$

$M_{amax} = 9.20 \times 0.70 = 6.44 \text{ kN.m} \rightarrow M_{amax} = 6.44 \text{ kN.m}$

III.2.A.7.1 Etat limite de la compression du béton :

- **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : **As=3HA10= 2.35cm².**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.833 \times 10^6}{0.856 \times 18 \times 2.35 \times 10^3} = 216.32 \text{ MPa}$$

$K_1 = 19.76 \Rightarrow K = 1/K_1 = 0.050$

Ms (kN.m)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
7.833	2.35	1.088	0.856	19.466	10.816	15	Vérifiée

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 10.816 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **la condition est vérifiée**

III.2.A.7.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.2.A.7.3. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 6 \times \frac{3.8^2}{8} = 10.83 \text{ kN.m}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.052 < \frac{11.19}{15 \times 10.83} = 0.069 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.052 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée}$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^2}{E_0 \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée ; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{c28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile

de la nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \times \rho}$$

➤ **Calcul des paramètres :**

- La position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} S_{XX'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{ST} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) \\ &= 3458.5 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

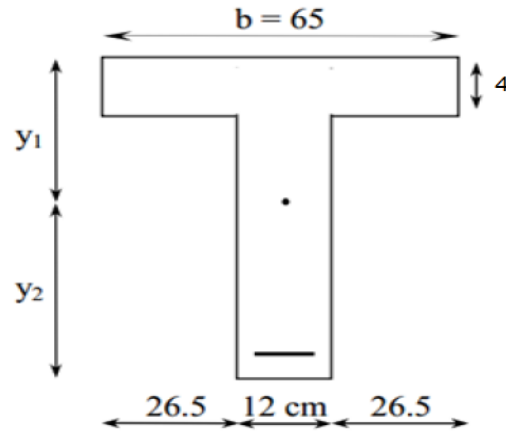


Figure III.2.A.14 : Dimensions de la section en Té

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_{st} (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.27 \text{ cm}^4.$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0108} = 1.522$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 348 + 2.1} ; 0 \right\} = \max\{0.78 ; 0\}$$

$$= 0.78$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20003.27}{1 + 0.4 \times (1.522 \times 0.78)} = 14919.07 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{6 \times 3.8^2}{10818.865 \times 10^3 \times 14919.07 \times 10^{-8}} = 0.0007 \text{ m}$$

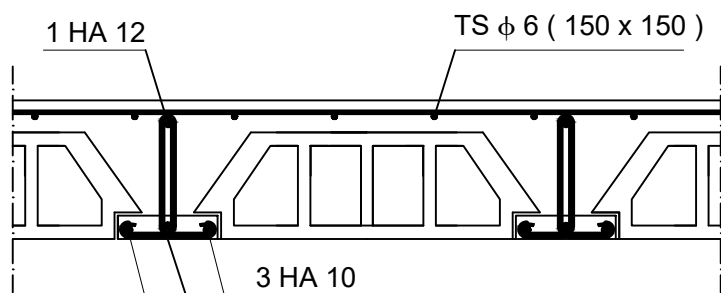
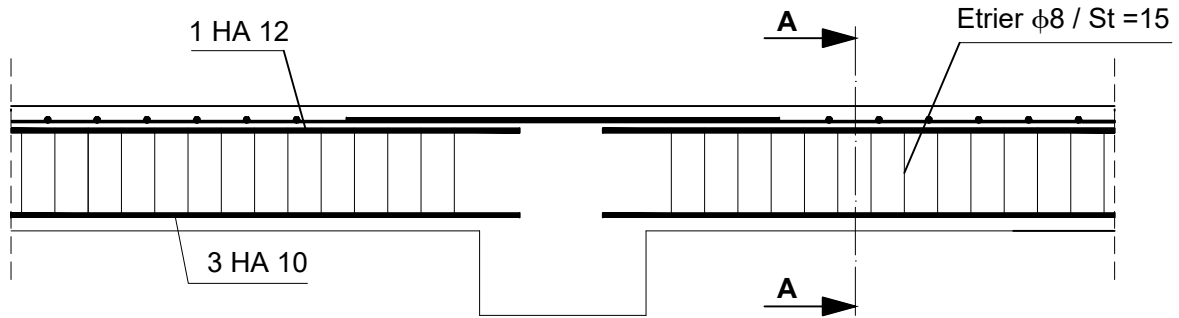
$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3.8}{500} = 0.0076 \text{ m}$$

$f = 0.0007 \text{ m} < \bar{f} = 0.0076 \text{ m}$ **La condition est vérifiée.**

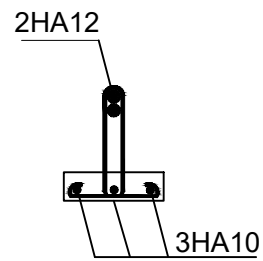
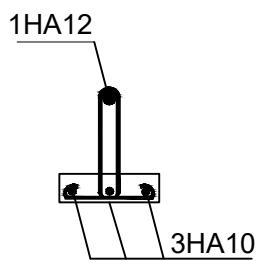
Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- Les armatures longitudinales :
 - En travée **A_{st}=3HA10= 2.35 cm².**
 - Aux appuis : **A_{sa}=2HA12= 2.26 cm².**
- Les armatures transversales :
 - **A_{st}=3HA8 =1.51 cm²**



Coupe AA



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Ouanes Melissa
Nait Larbi Amar

Dirigé par:
Mr Ait Aider

Plan de ferrailage
du plancher

plan:

Echelle:1/100

2020/2021

III. 3 Balcon en dalle pleine :**Introduction**

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur

$h = 1.50$ m, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment « M_Q » dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 ml, dont la section est assimilée à la flexion simple.

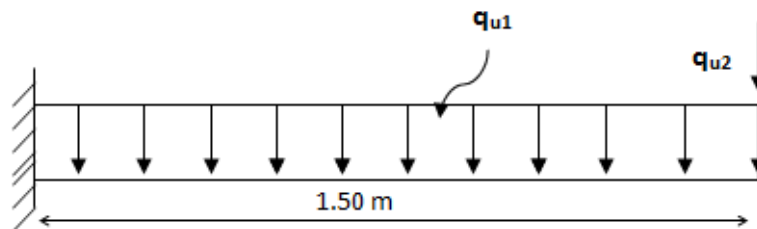


Figure III.3.1 schéma statique du balcon.

q_{u1} : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

q_{u2} : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III.3.1 Pré -dimensionnement

Du 2^{ème} chapitre (pré dimensionnement des éléments) on a :

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

$$G = 5.29 \text{ kN /m}^2$$

Garde de corps :

- $G_2 =$ poids de l'enduit ciment $\times 2$ + poids de la brique creuse

$$\text{Enduit ciment : } 0.40 \times 2 = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Maçonnerie : } 0.9 \text{ kN/ m}^2$$

$$G_2 = 1.70 \text{ kN/m}^2$$

➤ **La Charge d'exploitation**

Elle est donnée par le DTR BC.22 : $Q = 3.5 \text{ kN / m}^2$

Surcharge revenant au balcon : $Q=3.5 \times 1\text{ml}=3.5\text{kN/ml}$

III.3.2 Les combinaisons des charges

- **A L'ELU : 1.35G+1.5Q**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{ml} = 12.39 \text{ kN/m.} \\ q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 1.70 = 2.295 \text{ kN/m.} \end{array} \right.$$

- **A L'ELS : G+Q**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1\text{ml} = (5.29 + 3.5) \times 1\text{ml} = 8.79 \text{ kN/ml.} \\ q_{s2} = G_2 \times 1\text{ml} = 1.70 \times 1\text{ml} = 1.70 \text{ kN/ml.} \end{array} \right.$$

III.3.3 Calcul des efforts

➤ **Les moments**

- **A l'ELU:**

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1}}{2} l^2 = \frac{12.39 \times 1.5^2}{2} = 13.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.295 \times 1.5 = 3.44 \text{ kN.m}$$

$$M_u^t = M_{qu1} + M_{qu2} = 13.94 + 3.44 = 17.38 \text{ kN.m}$$

- **A l'ELS:**

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1}}{2} l^2 = \frac{8.79 \times 1.5^2}{2} = 9.88 \text{ kN.m}$$

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.70 \times 1.5 = 2.55 \text{ kN.m}$$

$$M_s^t = M_{qs1} + M_{qs2} = 9.88 + 2.55 = 12.43 \text{ kN.m}$$

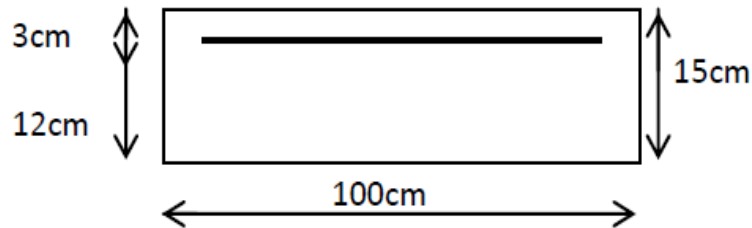
➤ Les efforts tranchants

$$\text{A l'ELU : } V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.39 \times 1.50 + 2.295 = 20.88 \text{ kN.}$$

$$\text{A l'ELS : } V_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8.79 \times 1.50 + 1.70 = 14.885 \text{ kN.}$$

III.3.4 Ferrailage

➤ Les armatures principales



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.38 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.085$$

$$\mu = 0.085 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.085 \Rightarrow \beta = 0.9555$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.38 \times 10^3}{0.9555 \times 12 \times 348} = 4.36 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section : $A = 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

III.3.5 Vérification à L'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec: } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.06(0.06)(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'entraînement des armatures : (Art6.1, 3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$

et: $\Psi = 1.5HA$

$$\sum u_i = 3.14 \times 4 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.88 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 175.8} = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec: } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

→ **fissuration préjudiciable.**

$$\tau_u = \frac{20.88 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'écartement des barres**

- Pour les armatures principales : $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$.

$$St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$St = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.3.6 Vérification à L'ELS

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 65}{100 \times 12} = 0.512 \rightarrow \begin{matrix} \beta_1 = 0.8925 \\ K_1 = 31.515 \end{matrix}$$

➤ Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} ; \text{ Avec :}$$

$\eta=1.6$; pour les aciers de haute adhérence(HA) de diamètre supérieur à 6 mm

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{12.43 \times 10^6}{0.8925 \times 120 \times 615} = 188.71 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 188.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

Donc : le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

➤ Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{188.71}{31.515} = 5.6 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 5.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée**

➤ Vérification de l'état limite de déformation

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$$
 la condition est vérifiée.

$$2) \frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{17.38}{10 \times 17.38} = 0.1 \rightarrow$$
 la condition est vérifiée.

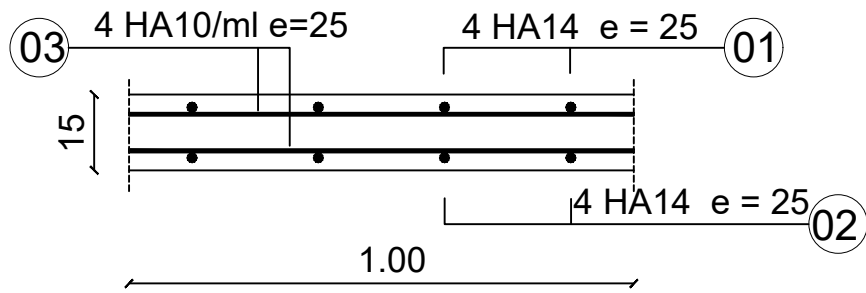
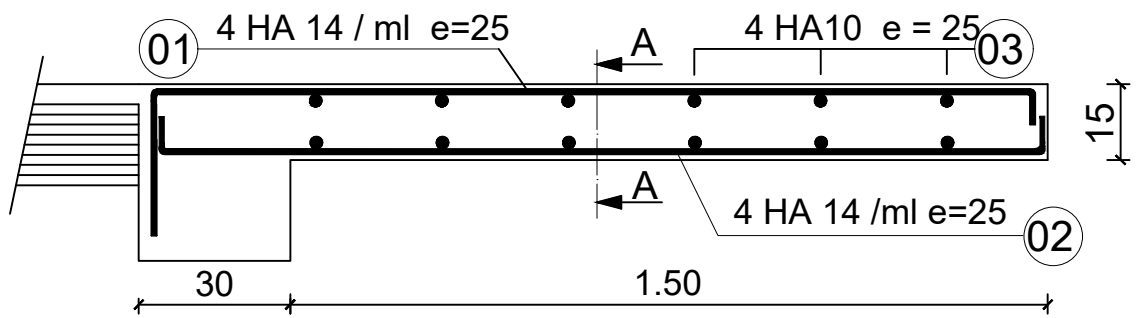
$$3) \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.15}{100 \times 12} = 0.0051 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow$$
 la condition est vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : 4 HA 14 (St= 25 cm).
- Armatures de répartition : 4 HA 10 (St= 25 cm).



Coupe A-A

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T14		2.1
02	T14		1.95
03	T10		3.80

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Nait Larbi Amar Ouanes Melissa		Plan de Ferrailage du balcon	plan:
Dirigé par: Mr Ait Aider			Ech:1/100
			2020/2021

III.4. Les escaliers :

Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers, les principales fonctions d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité.
- La capacité de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation.

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous n'avons qu'un seul type qui est : escaliers à marches droites à deux volées (**Figure III.4.1**).

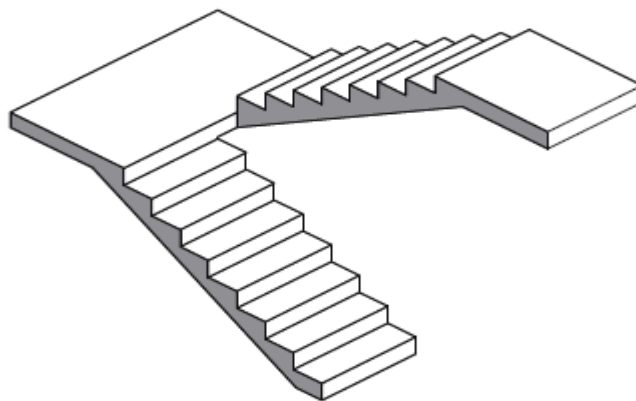


Figure III.4.1 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.

III.4.1. Terminologie :

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .

- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

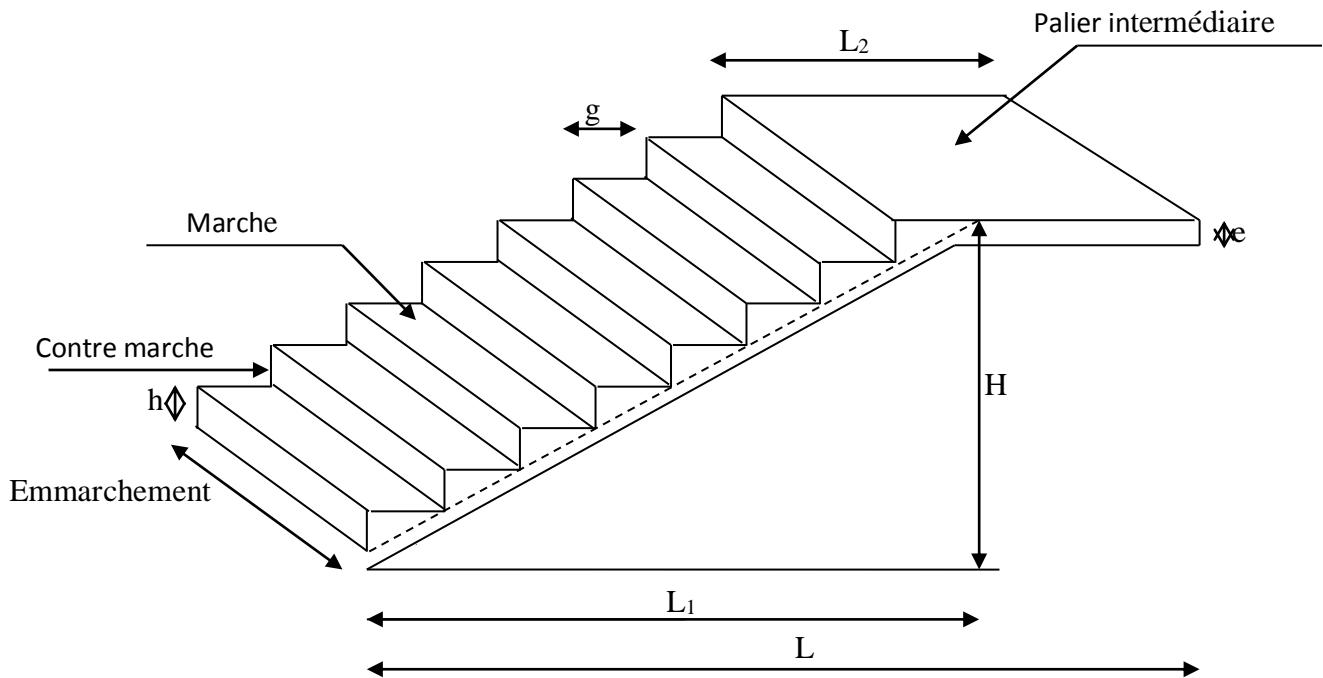


Figure III.4.2 : schéma de l'escalier.

III.4.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

✓ Volée ($h=1.53$ m) :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

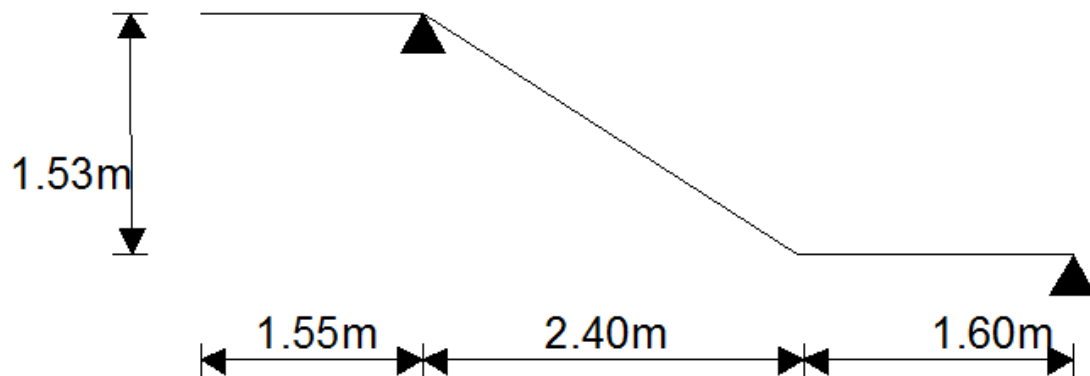
$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \\ 14 \leq h \leq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à :

$$n = \frac{H_t}{h}$$

Le nombre de girons est pris alors : $m = n - 1$.

➤ Le schéma statique d'escalier :



$$H_t = 153 \text{ cm}$$

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

$$n = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow \text{le nombre de marche } m = 9 - 1 = 8$$

❖ **Relation de BLANDEL**

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$$

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

$$\text{Soit : } g = 30 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ **La paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{90} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = L_1$

On a :

$$\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$\text{Donc: } L_1 = \frac{240}{\cos 32.51} = 284.59 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } L = 284.59 + 155 = 439.59 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{439.59}{30} \leq e_p \leq \frac{439.59}{20}$$

$$14.653 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.98 \text{ cm}$$

Soit : $e_p = 20 \text{ cm}$.

❖ Détermination des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

– Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Selon le (DTR B.C.2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation la surcharge d'exploitation est $Q = 2.5 \text{ kN/m}$.

➤ Charges permanentes :

1- Le palier :

Elément	Poids propre (kN/m)	
Poids propre du palier	$25 \times 0.20 \times 1$	5
Couche de sable	$18 \times 0.03 \times 1$	0.54
Mortier de pose	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Revêtement en carrelage	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Enduit de plâtre	$10 \times 0.02 \times 1$	0.2
La charge permanente	G _{palier} = 6.54	
La charge d'exploitation	Q _{palier} = 2.5	

Tableau III.4.1 : La charge revenant au palier.

2- La paillasse :

Elément	Le poids propre (kN/m)	
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos\alpha} = \frac{25 \times 0.20}{\cos 32.51}$	5.9
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2}$	2.125
Revêtement en carrelage	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Mortier de pose	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Couche de sable	$18 \times 0.03 \times 1$	0.54
Enduit de ciment	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Garde-corps	0.2×1	0.2
La charge permanente	Gpaillasse=9.97	
La charge d'exploitation	Qpaillasse=2.5	

Tableau III.4.2 : La charge revenant à la paillasse.

III.4.3. Calcul des efforts internes :

a- **Les charges concentrées (mur)** : Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

$$P = (1.53 - 0.15) \times 2.40 \times 1 = 4.03 \text{ kN/ml}$$

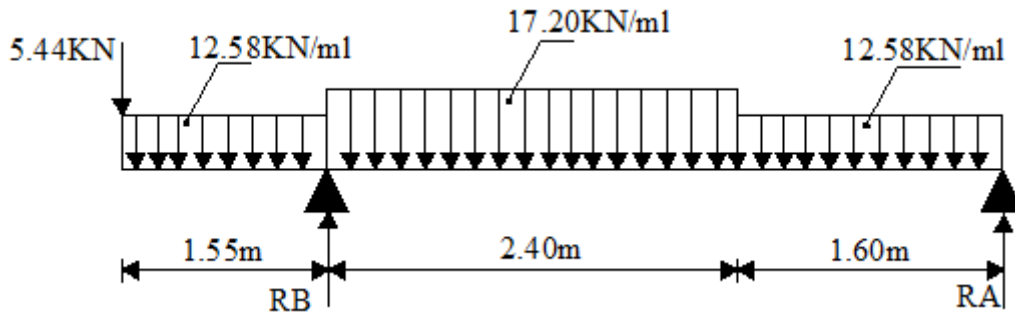
b- La combinaison des charges :

	ELU: $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m [kN/m]}$	ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m [kN/m]}$
Le palier	$q_u^{\text{palier}} = [(1.35 \times 6.54) + (1.5 \times 2.5)] \times 1 \text{ m} = 12.58$	$q_s^{\text{palier}} = (6.54 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.04$
La paillasse	$q_u^{\text{paillasse}} = [(1.35 \times 9.97) + (1.5 \times 2.5)] \times 1 \text{ m} = 17.20$	$q_s^{\text{paillasse}} = (9.97 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.47$
P	$P_u = (1.35 \times 4.03) \times 1 \text{ ml} = 5.44 \text{ kN}$	$P_s = (1 \times 4.03) \times 1 \text{ ml} = 4.03 \text{ kN}$

Tableau III.4.3 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

III.4.3.1 Calcul à l'ELU :

a. Le schéma statique



b-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (-R_B \times 4) + (12.58 \times 1.55 \times 4.775) + (5.44 \times 5.55) + (17.20 \times 2.4 \times 2.8) + (12.58 \times 1.6 \times 0.8) = 0$$

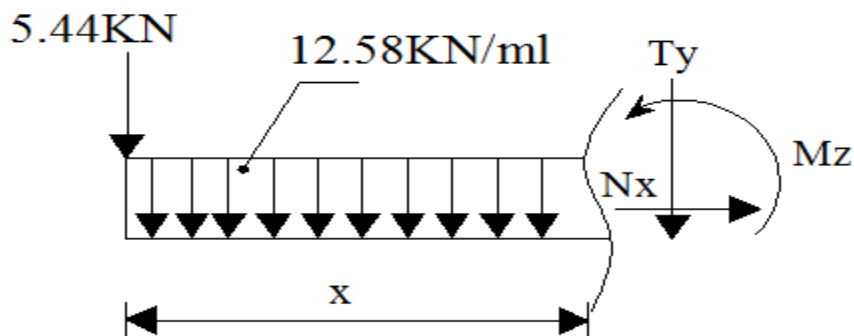
$$\sum M/A = 0 \rightarrow (R_A \times 4) - (12.58 \times 1.6 \times 3.2) - (17.20 \times 2.4 \times 1.2) + (12.58 \times 1.55 \times 0.775) + (5.44 \times 1.55) = 0$$

Donc :

$R_A = 22.60 \text{ kN}$ $R_B = 63.75 \text{ kN}$
--

b-2) Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.55\text{m}$



$$\sum M/0 = 0$$

$$M_z = -5.44x - 12.58 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

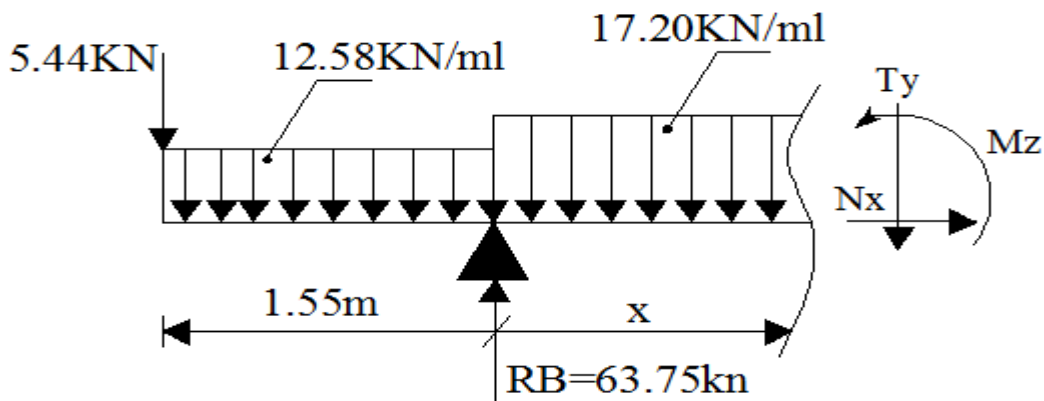
Pour $x=1.55 \rightarrow M_z = -23.54 \text{ kN.m}$

$$T_y = -5.44 - 12.58x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = -5.44 \text{ kN.}$

Pour $x=1.55 \rightarrow T_y = -24.94 \text{ kN}$

2^{ème} tronçon : $1.55 \leq x \leq 3.95\text{m}$



$$\sum M/0 = 0$$

$$M_z = -8.6.x^2 + 65.471x - 104.362$$

Pour $x=1.55 \rightarrow M_z = -23.54 \text{ kN.m}$

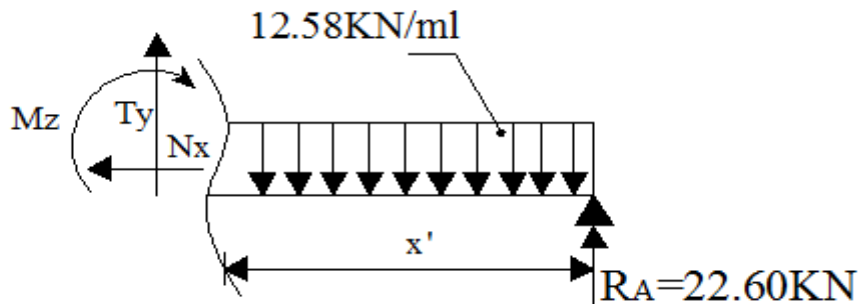
Pour $x=3.95 \rightarrow M_z = 20.06 \text{ kN.m}$

$$T_y = -17.20x + 56.471$$

Pour $x=1.55 \rightarrow T_y = 38.8 \text{ kN.}$

Pour $x=3.95 \rightarrow T_y = -2.47 \text{ kN.}$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.6\text{m}$



$$\sum M/0 = 0$$

$$M_z = -6.29x^2 + 22.60x$$

Pour $x=1.6 \rightarrow M_z = 20.06 \text{ kN.m}$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ kN.m}$

$$T_y = 12.58x - 22.6$$

Pour $x=1.6 \rightarrow T_y = -2.47 \text{ kN}$.

Pour $x=0 \rightarrow T_y = -22.60 \text{ kN}$.

- **Calcul du moment max :**

$$T_y = -17.20x + 65.471$$

La distance correspondant au moment max est :

$$x = \frac{65.471}{17.20} = 3.806 \text{ m}$$

Donc : $M_{\max}(1.48) = 20.24 \text{ kN.m}$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

$$M_{\max} \text{ Aux appuis : } M_{\max}^A = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 20.24 = -6.07 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} \text{ En travée : } M_{\max}^t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 20.24 = 17.20 \text{ kN.m}$$

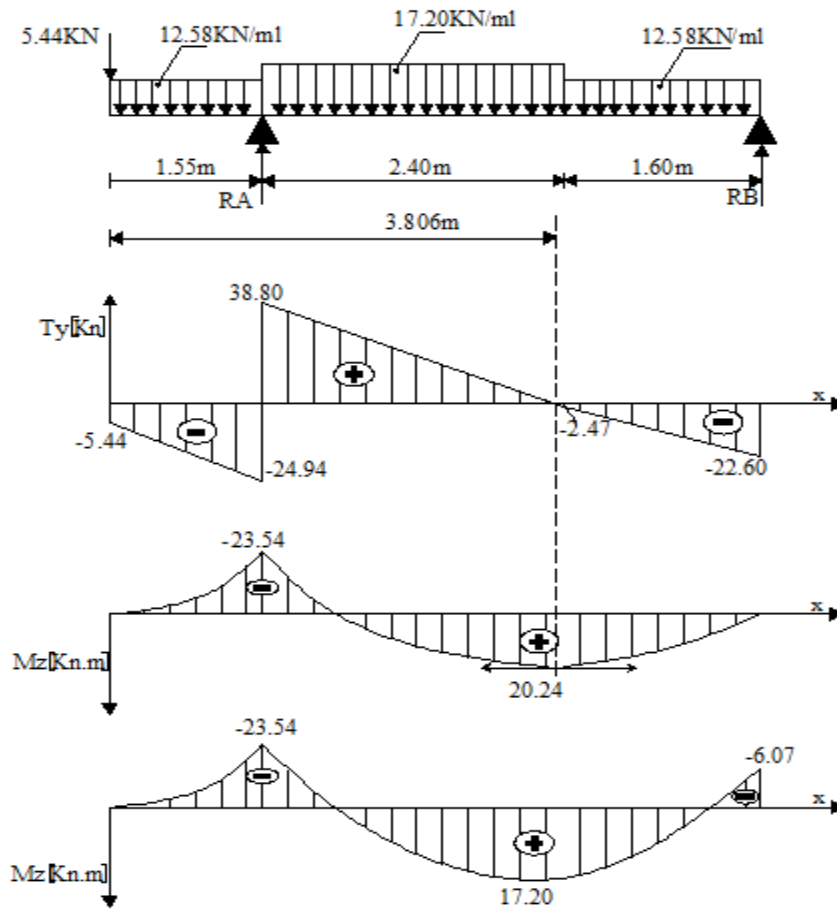


Figure III.4.3. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

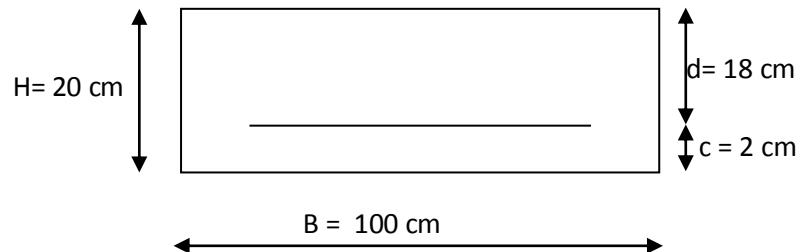
III.4.3.1.1. Calcul des armatures :

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 géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}.$

$h = d + c = 20 \text{ cm}$

$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$



a). En travée :

$$M_u = 17.20 \text{ kN.m}$$

Armatures principales :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.20 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.037 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.037 \rightarrow \beta = 0.9815$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.20 \times 10^3}{0.9815 \times 18 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

Soit: 6HA 12 ($A_t = 6.78 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 ($A_r = 3.92 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Aux appuis :

$$M_u = 23.54 \text{ kN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{23.54 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.051 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.051 \rightarrow \beta = 0.9735$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23.54 \times 10^3}{0.9735 \times 18 \times 348} = 3.86 \text{ cm}^2$$

Soit: 6HA12 ($A_t = 6.78 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 16 cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA10 ($A_r = 3.92 \text{ cm}^2$) Avec un espacement de 20cm.

III.4.3.1.2 Les vérifications à l'ELU :**a) Vérification de la non fragilité du béton:**

$$A_s \geq \left\{ \frac{B}{1000}; 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

B : la section de béton

$$A_s \geq A_{\min} = 2.193 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2 \\ \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s \geq A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$

Espacement des barres :**❖ Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h = 60 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

❖ Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h = 80 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$$

Avec : $T_{\max} = 38.8 \text{ kN}$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{38.8 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.215 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

→ **La condition est vérifiée** (Pas de risque de cisaillement).

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

(Art A.5.1.3/BAEL 91 modifié 99) :

❖ **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{avec: } a \leq 0.9d$$

$$T_{\max} = 38.8 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 38.8 \text{ kN} < 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ kN}$$

→ **la condition est vérifiée**

❖ **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15 \times (T_{\max} + \frac{Ma}{0.9d})}{f_e}$$

$$A_u = \frac{1.15 \times (38.8 \times 10^3 + \frac{23.54 \times 10^6}{0.9 \times 180})}{400} = 5.29 \text{ cm}^2 < 6.78 \text{ cm}^2$$

→ **la condition est vérifiée**

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{38.8 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.06 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement :(Art 6.1.23 / BAEL 99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

Les règles de BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91 modifiée 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L \geq 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm} \implies \text{on prend } L = 20 \text{ cm}$$

III.4.3.2 Calcul à l'ELS :

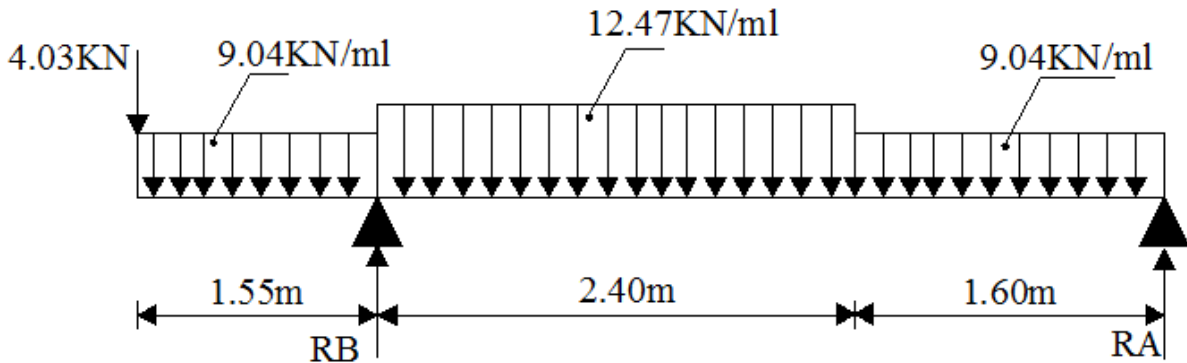
Combinaison d'action :

$$q_s^{\text{palier}} = 9.04 \text{ kN/ml}$$

$$q_s^{\text{paillasse}} = 12.47 \text{ kN/ml}$$

$$p_s = 4.03 \text{ kN}$$

a. Le schéma statique :



Réactions d'appuis :

Calcul des réactions d'appuis :

On suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS

$$R_B = 46.16 \text{ kN}$$

$$R_A = 16.27 \text{ kN.}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

Pour tenir compte des semis encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment M_{max} en travée et en appuis respectivement :

-Moments en travée : $M_{trav} = 0.85 \times Mo$.

-Moments en appuis : $M_{app} = -0.3 \times Mo$.

tronçons	X(m)	T (kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.55$	0	-4.03	0
	1.15	-18.04	-17.10
$1.55 \leq x \leq 3.95$	1.15	28.12	-17.10
	3.95	-1.80	14.46
$0 \leq x \leq 1.60$	1.60	-1.80	14.46
	0	-16.27	0

Tableau III.4.4 : Tableau récapitulatif des efforts.

Calcul du moment max:

$$T(x) = -12.47x + 47.45 = 0$$

La distance correspondant au moment max est :

$$x = \frac{47.45}{12.47} = 3.805 \text{ m}$$

Donc :

$$M(3.805) = 14.61 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

➤ **Aux appuis :**

$$M_{\max}^A = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 14.61 = -4.38 \text{ kN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{\max}^t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 14.61 = 12.42 \text{ kN.m}$$

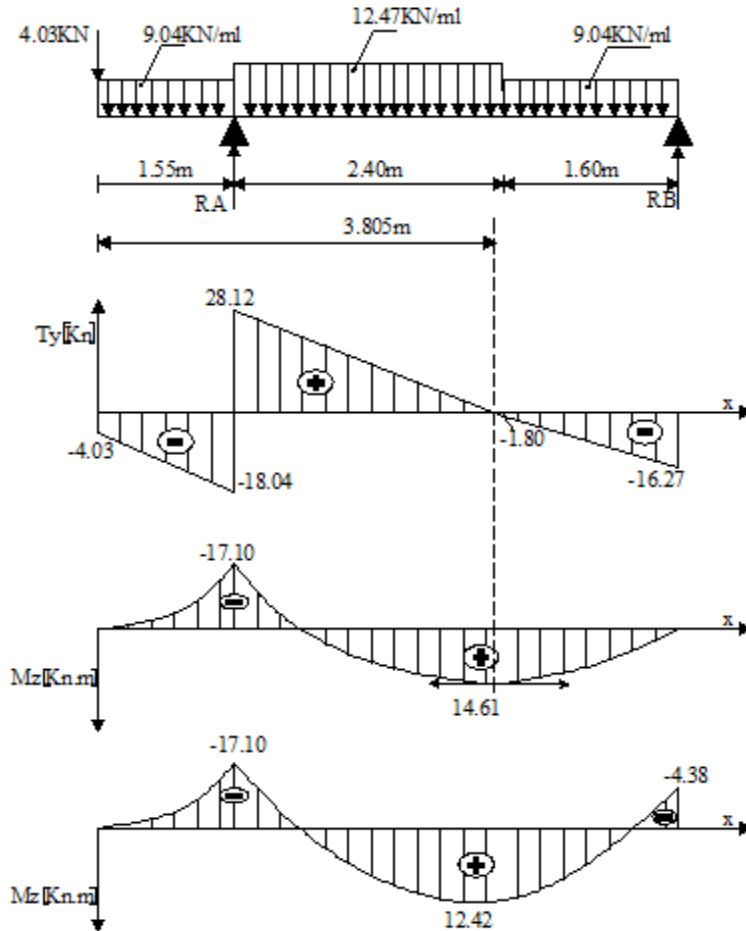


Figure III.4.4. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.4.3.2.1 Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations: (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

En travée:

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.377$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 37.742 \\ \beta_1 = 0.9052 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{12.42 \times 10^3}{7.78 \times 0.9052 \times 18} = 112.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 112.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{112.43}{37.742} = 2.98 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ Dans les aciers:

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.377$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_1 = 37.742 \\ \beta_1 = 0.9052 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{17.10 \times 10^3}{0.9052 \times 18 \times 6.78} = 154.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 154.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{154.80}{37.742} = 4.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

c) État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

$$3) \frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Vérification

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{270} = 0.074 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{f_c} = 0.0105 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{12.42}{10 \times 14.61} = 0.085 \geq \frac{h}{L} = 0.074 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

❖ En travée :

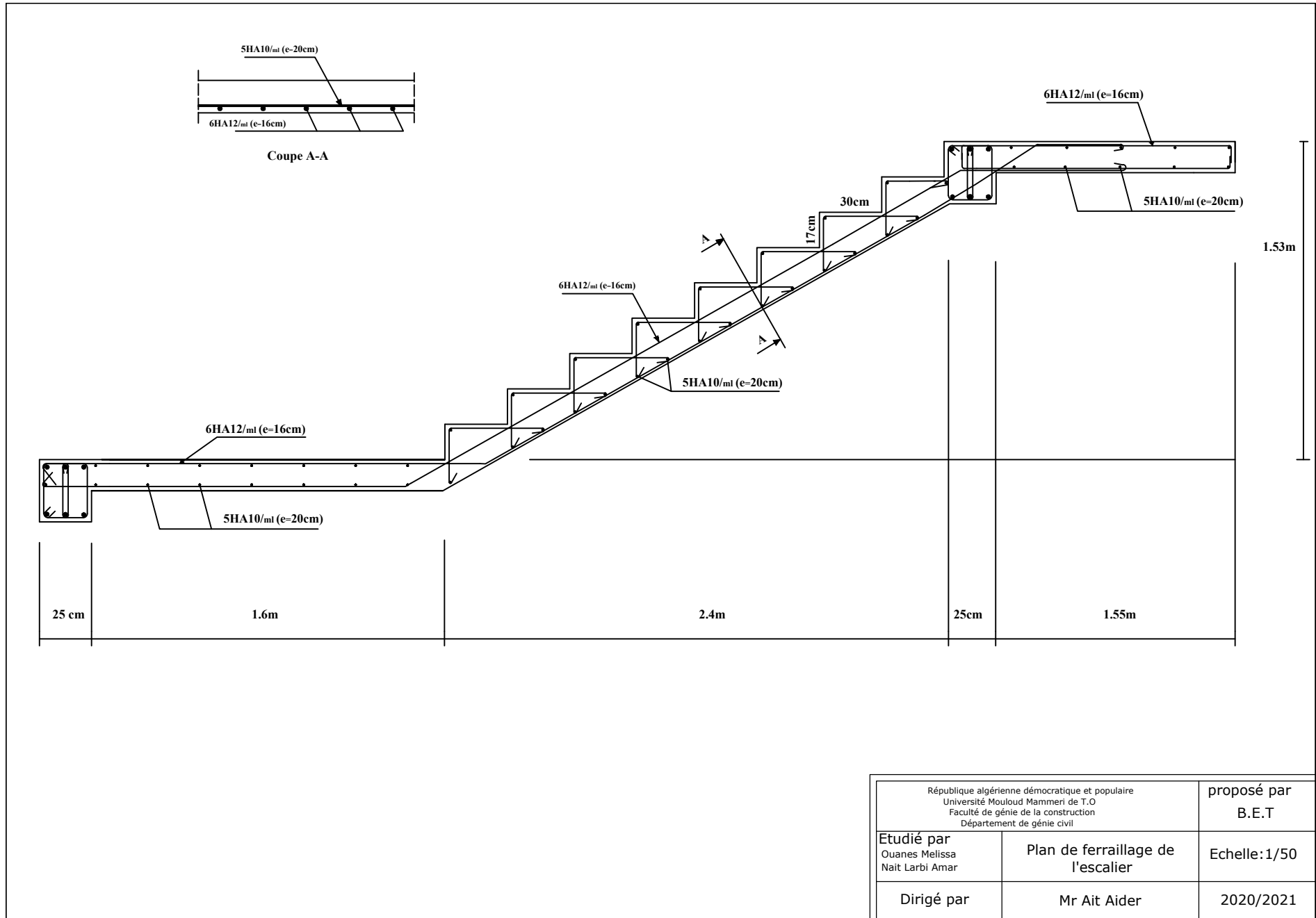
Armatures principale : 6HA12 espacement = 16 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm

❖ Aux appuis :

Armatures principale : 6HA12 espacement = 16 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Ouanes Melissa Nait Larbi Amar	Plan de ferrailage de l'escalier	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr Ait Aider	2020/2021

III.5. la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b×h). Qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 3.30 m, Le calcul se fera en flexion simple.

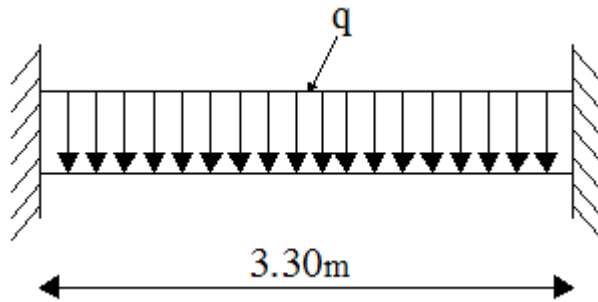


Figure III.5.1 : Schéma statique de la poutre palière.

III.5.1.Pré dimensionnement de la poutre palière :

Du chapitre II on a :

Hauteur = 30 cm

Largeur = 25 cm

III.5.2 Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

- Poids propre de la poutre $G = 0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.875$ kN/ml
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_{uA} = 38.80$ kN
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_{sA} = 28.12$ kN
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5$ kN /ml

III.5.3 .Combinaison de charges :

A l'ELU : $Q_U = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1.875) + 38.80 = 41.33$ kN/ml

A l'ELS: $Q_S = G + T_s = 1.875 + 28.12 = 30$ kN/ml

III.5.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

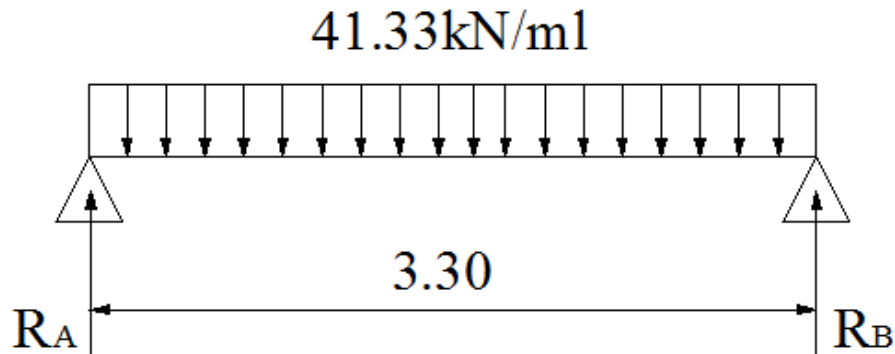


Figure III.5.2 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{41.33 \times 3.3}{2} = 68.20 \text{ kN. m}$$

Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{41.33 \times 3.3^2}{8} = 56.26 \text{ kN. m}$$

Moments corrigé :

En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 56.26 = 47.82 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 56.26 = 16.88 \text{ kN.m}$

Efforts tranchant max : $V_u^{\max} = 68.20 \text{ kN}$

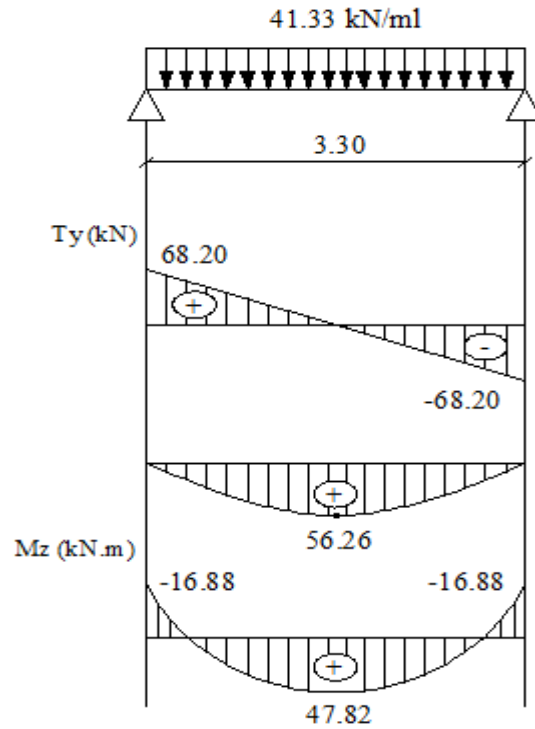


Figure III.5.3. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.5.5 Ferrailage à l'E.L.U

A) Calcul des armatures principales

En travée :

$M_t = 47.82 \text{ kN.m.}$

$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm.}$

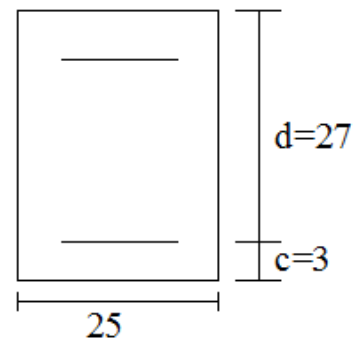
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{47.82 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.185$$

$\mu_b = 0.185 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0.8965$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{47.82 \times 10^3}{0.8965 \times 27 \times 348} = 5.68 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA16 = 6.03 cm²



Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.88 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.065$$

$$\mu_b = 0.065 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.9665$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.88 \times 10^3}{0.9665 \times 27 \times 348} = 1.86 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA12 = 3.39 cm²**.

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section, d'où :

$$6.03 + 3.39 = 9.42 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 9.42 \text{ cm}^2 \geq 3.75 \text{ cm}^2$$

III.5.5.1 Vérification à l'ELU**➤ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.815 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

En travée

$$A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > 0.815 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ Vérification de l'adhérence

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec: } \sum u_i = n \times \emptyset \times \pi$$

$$\tau_{se} = \frac{68.20 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 2.48 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 68.20 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{68.20 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.010 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.010 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

➤ Calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\emptyset_t \leq \left\{ \emptyset_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min\{12; 8.57; 25\} = 8.57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\emptyset 8$

Donc on adopte 4 HA8 = 2.01 cm². \Rightarrow (1 cadre + 1 étrier) $\emptyset 8$

➤ Espacement des barres : **RPA2003 (A7.5.2.2)**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset_t; 30\right\} = \min\{7.5; 12; 30\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } S_t = 8 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

$$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \varnothing 8$$

➤ **Quantité des armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$2.01 > 1.125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **A l'E.L.S**

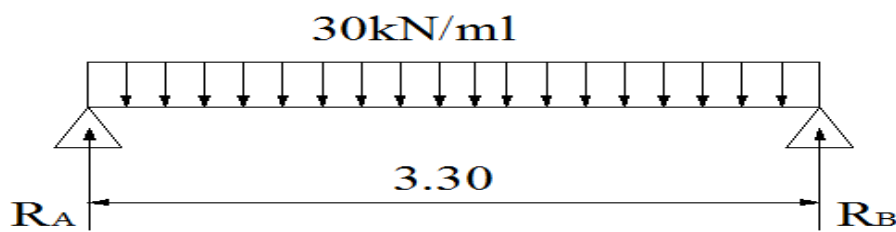


Figure III.5.3 : Schéma statique de la poutre palière a l'E.L.S.

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{30 \times 3.3}{2} = 49.5 \text{ kN.m}$$

-Moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{30 \times 3.3^2}{8} = 40.84 \text{ kN.m}$$

-Moments corrigé :

En travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 40.84 = 34.71 \text{ kN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 40.84 = 12.25 \text{ kN.m}$$

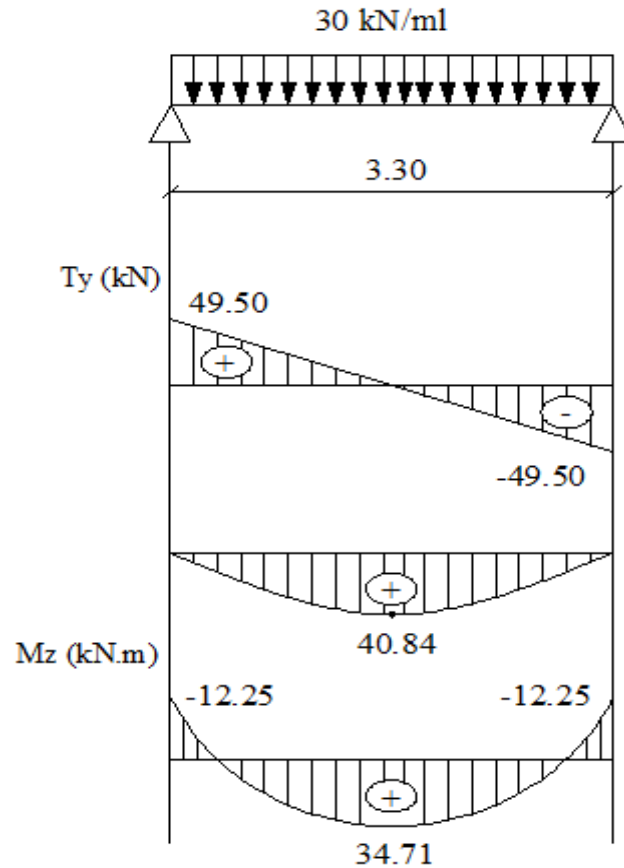


Figure III.5.4. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.5.6 Vérification à l'ELS

➤ État limite d'ouverture de fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ État limite de compression du béton : (Art A.4.5.2 du BAEL91)

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc} :

En travée

1. Contrainte dans les aciers

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 6.03}{25 \times 27} = 0.893$$

$$K_1 = 22.434 \quad \rightarrow \beta = 0.8664$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{34.71 \times 10^3}{0.8664 \times 27 \times 6.03} = 246.06 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 246.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

1. Contrainte dans le béton

$$K = \frac{1}{22.434} = 0.045$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.045 \times 246.06 = 11.07 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 11.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

1. Contrainte dans l'acier

$$\emptyset = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$K_1 = 31.876 \rightarrow \beta = 0.8933$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{12.25 \times 10^3}{0.8933 \times 27 \times 3.39} = 149.82 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 149.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

Contrainte dans le béton :

$$K = \frac{1}{31.876} = 0.031$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.031 \times 149.82 = 4.64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de la flèche**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.090 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.090 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{34.71}{10 \times 40.84} = 0.085 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{603}{250 \times 270} = 0.0089 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

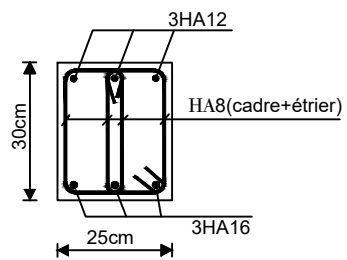
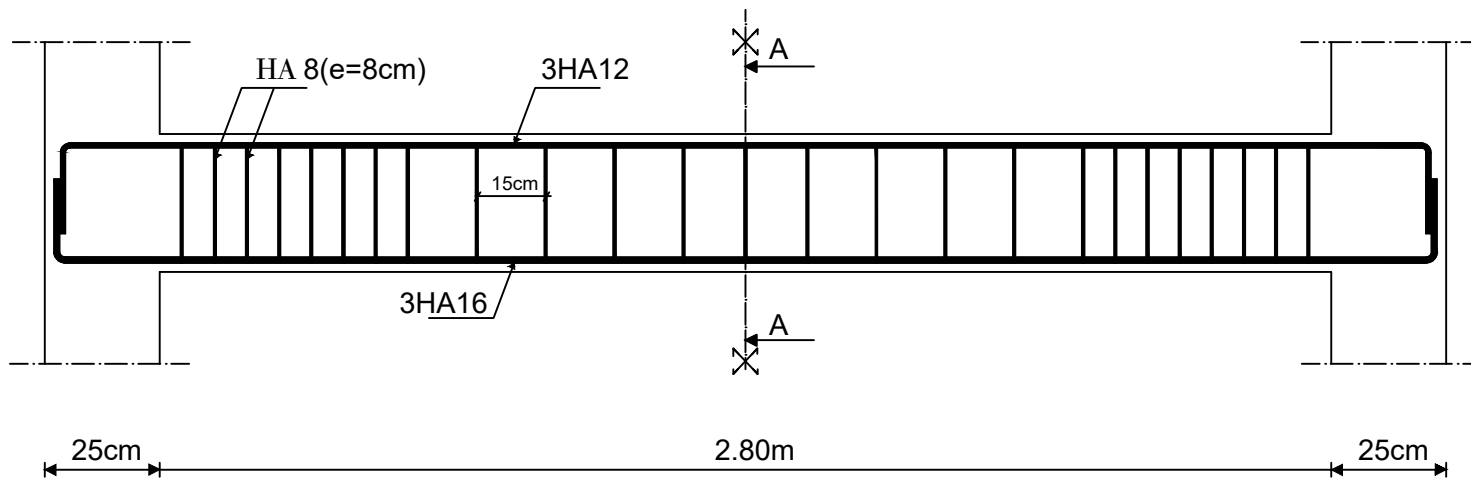
III.4.7. Ferrailage de la poutre palière :

Armatures longitudinales :

- 3HA16 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en **HA8**.



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Nait Larbi Amar Ouanes Melissa	Plan de ferrailage de la poutre palière	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr Ait Aider	2020/2021

III.6. Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.6.1 Pré dimensionnement

La poutre de chaînage à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$ (du 2^{ème} chapitre)

➤ Évaluation des charges G et surcharges Q :

- Poids propre de la poutre $= 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ kN/ml}$.
- Poids du mur (double cloison) $= 2.40 \times (3.06 - 0.30) = 6.624 \text{ kN/ml}$
- Le poids du plancher $= 5.24 \times (0.65/2) = 1.703 \text{ kN/ml}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le poids propre total} \quad G = \mathbf{10.202 \text{ kN/ml}} \\ \text{La charge d'exploitation} \quad Q = 1.5 \times (0.65/2) = \mathbf{0.49 \text{ kN/ml}} \end{array} \right.$$

➤ Combinaison des charges

- À l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.202 + 1.5 \times 0.49 = \mathbf{14.507 \text{ kN/ml}}$
- À l'ELS : $q_s = G + Q = 10.202 + 0.49 = \mathbf{10.692 \text{ kN/ml}}$

III.6.2 Étude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.

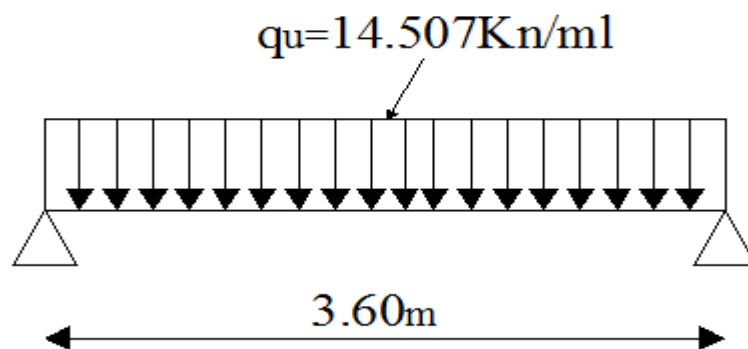


Figure III.6.1 : Schéma statique du calcul à l'ELU.

➤ calcul des moments

Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.507 \times (3.6)^2}{8} = 23.50 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

En travée :

$$M_t = 0.85M_u^{\max} = 0.85 \times 23.50 = 19.975 \text{ kN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0.3M_u^{\max} = -0.3 \times 23.50 = -7.05 \text{ kN.m}$$

➤ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.507 \times 3.6}{2} = 26.112 \text{ kN.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

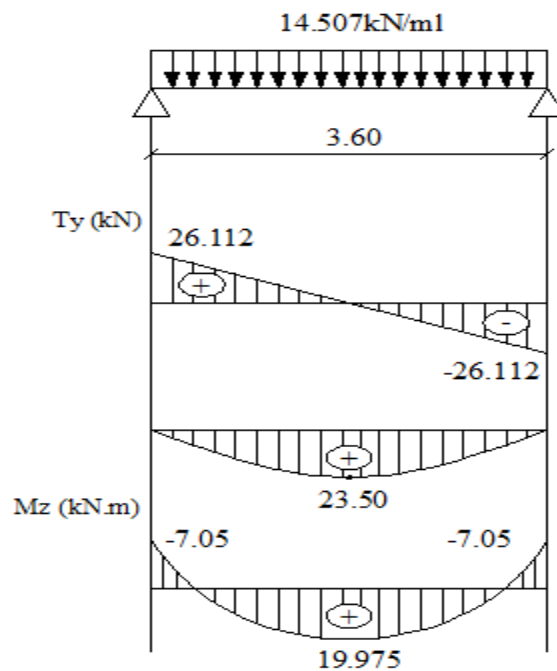


Figure III.6.2. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

III.6.2.1 Ferrailage :➤ **Les armatures longitudinales****En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.975 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.077$$

$$\mu = 0.077 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.077 \Rightarrow \beta = 0.9595$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.975 \times 10^3}{0.9595 \times 27 \times 348} = 2.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39 cm²**

Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{7.05 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu_b = 0.027 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.027 \rightarrow \beta = 0.9865$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.05 \times 10^3}{0.9865 \times 27 \times 348} = 0.760 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10 = 2.35 cm²**.

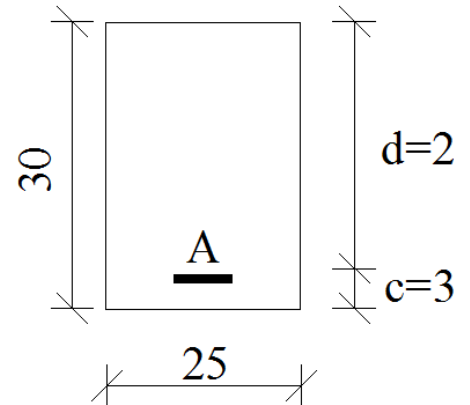
➤ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.4 ; 0.857 ; 2.5 \} = 0.857 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm} < 8.57 \text{ mm}$

On prend un cadre et une épingle en **4HA8 = 2.01 cm**



Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{La hauteur totale de la poutre.} \\ \varnothing : \text{Le diamètre des barres longitudinales.} \\ b : \text{La largeur totale de la poutre} \end{array} \right.$

➤ **Vérification l'espacement des armatures transversales (RPA99, Art 7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varnothing_t; 30 \right\} = \min \{7.5; 12; 30\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } S_t = 7 \text{ cm}$$

En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8 \text{ cm}$$

En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.6.2.2. Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

L'influence sur le béton : On doit vérifier que

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times d \times b \times 0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

On a: $T_u^{\max} = 26.112 \text{ kN}$

$$0.4 \times d \times b \times 0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0.4 \times 27 \times 25 \times \frac{2.5}{1.5} = 405 \text{ kN.}$$

$T_u^{\max} = 26.112 \text{ Kn} < 405 \text{ kN} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$

L'influence sur les aciers :

On doit vérifier que: $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(33.366 \times 10^3 + \frac{11.511 \times 10^3}{0.9 \times 270} \right) = 0.751 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.751 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\text{Et aussi : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.751 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

(BAEL91modifiée99.Art .A.6.1.3)

Il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ avec: $\Psi = 1.5\text{HA}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} = \frac{26.112 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 11.304 \times 10} = 0.950 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0.950 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec: } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{26.112 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.387 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification l'espacement des armatures transversales** (BAEL 91modifiée99, Art A.7.51.22)

$$St \leq \text{Min} (0.9d; 40\text{cm}) = \text{min} (0.9 \times 27; 40) = 24.3 \text{ cm}$$

$$St \leq 24.3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad St = 20 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section des armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{bS_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{2.01 \times 400}{25 \times 20} = 1.608 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.6.3 Étude de la poutre à l'ELS

On a : $q_s = 10.692 \text{ kN/ml}$.

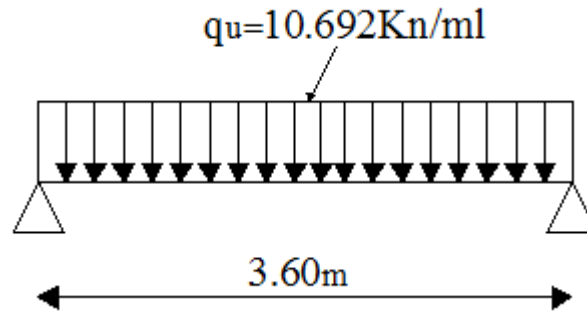


Figure III-6-3 : Schéma statique du calcul à l'ELS

➤ Moment isostatique

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.692 \times 3.6^2}{8} = 17.321 \text{ kN. m}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis :

$$M_s^a = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 17.321 = -5.196 \text{ kN. m}$$

En travée :

$$M_s^t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 17.321 = 14.723 \text{ kN. m}$$

➤ Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.692 \times 3.6}{2} = 19.245 \text{ kN. m}$$

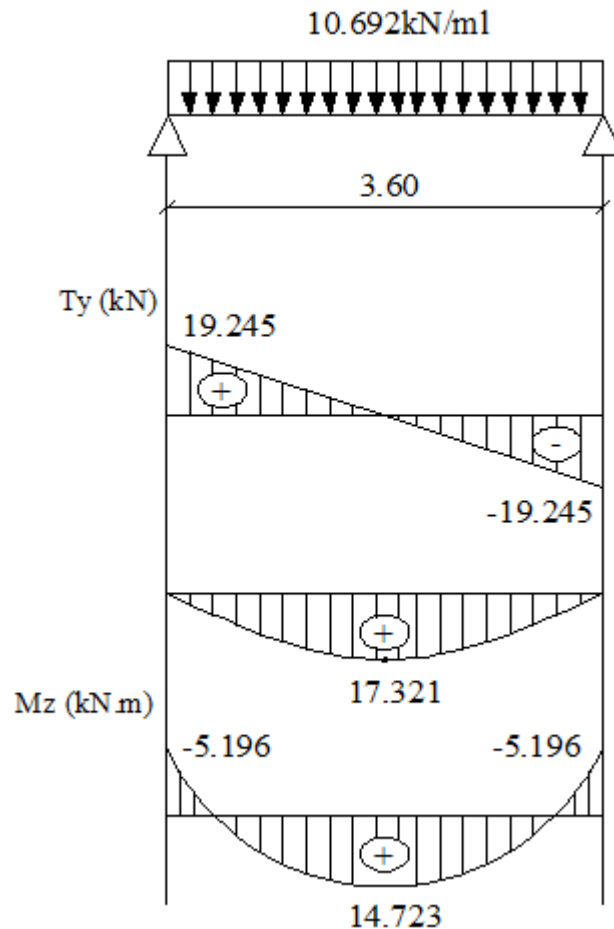


Figure III.6.4. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

III.6.3.1. Vérifications à l'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

❖ Aux appuis

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 ; M_s^a = 5.196 \text{ kN.m}$$

Dans le béton : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \longrightarrow \beta_1 = 0.908 \longrightarrow K_1 = 39.55$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{5.196 \times 10^3}{0.9083 \times 2.35 \times 27} = 90.658 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{90.658}{39.55} = 2.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

→ la condition est vérifiée

Dans l'acier : on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = 90.658 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

❖ **En travée**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_s^t = 14.723 \text{ kN.m}$$

Dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \Rightarrow \beta_1 = 0.8933 \Rightarrow K_1 = 31.87$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{14.723 \times 10^3}{0.8933 \times 3.39 \times 27} = 180.067 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180.067}{31.87} = 5.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

→ la condition est vérifiée.

Dans l'acier : on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = 180.067 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

L'article B.6.5, 1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{360} = 0.0833 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0833 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{14.723}{10 \times 17.321} = 0.085 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4.62}{25 \times 27} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.60}{500} = 0.0072 \text{ m}$$

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

Avec :

f : La flèche admissible.

E_v : module de déformation différée ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 108188.86 \text{ MPa}$)

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

V_1 : Position de l'axe neutre

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

a. Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 25 \times 30 + 15 \times 3.39 = 800.85 \text{ cm}^2$$

b. Moment statique de la section homogénéisée :

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 27 = 12622.85 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12622.85}{800.85} = 15.76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.76 = 14.24 \text{ cm}$$

c. Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{25}{3}(15.76^2 + 14.24^2) + 15 \times 3.39(14.24 - 3)^2$$

$$I = 6919.09 \text{ cm}^4$$

d. La flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{10.692 \times 10^3 \times 3.6^4}{108188.86 \times 6919.09 \times 10^{-2}} = 0.0031 \text{ m}$$

D'où: $f = 0.0031 \text{ m} < \bar{f} = 0.0092 \text{ m}$ → la condition est vérifiée.

Donc : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Conclusion :

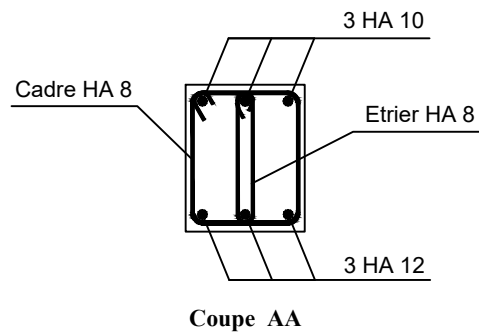
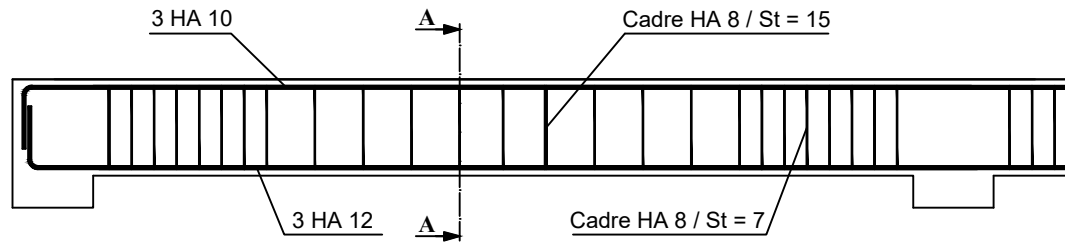
Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre de chaînage :

- **En travée** : 3HA 12 = 3.39 cm².
- **Aux appuis** : 3HA 10 = 2.35 cm².

Les armatures transversales : 4HA8

Avec un espacement :

- Zone nodale : St = 7 cm
- Zone courante : St = 15 cm



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Nait Larbi Amar Ouanes Melissa	Plan de Ferrailage de la poutre chaînage	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr Ait Aider	2020/2021

III.7. Dalle salle machine :

Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant les différents niveaux à l'aide d'un système de levage situé dans la salle machine.

Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S=1.50 \times 1.00=1.50 \text{ m}^2$ pouvant charger trois personnes et de faible vitesse $V=1 \text{ m/s}$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

III.7.1 pré dimensionnement de la dalle pleine :

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

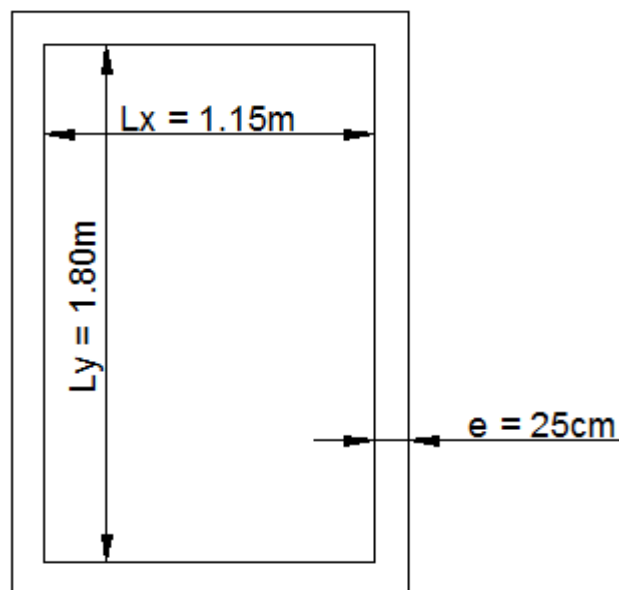


Figure III.1. Panneau de dalle salle machine.

Avec une épaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{115}{30} = 3.83 \text{ cm}$$

Nous avons la limite du **RPA** minimale qui est de 12 cm. Pour notre cas, on opte pour

$h_t = 15 \text{ cm}$

III.7.2. calcul des sollicitations :

III.7.2.1. calcul des moments engendrés par le système de levage :

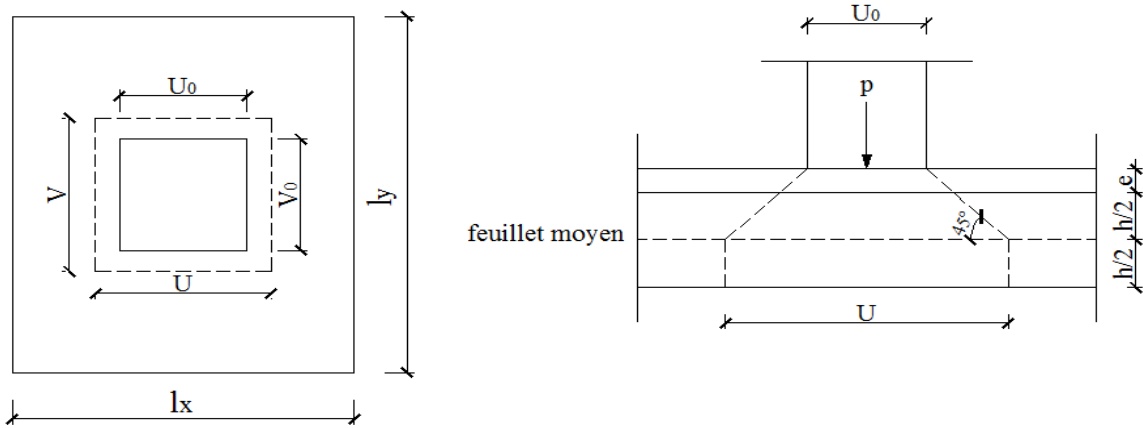


Figure III.7.2 : caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

a. Rectangle de diffusion :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

Avec:

- h_t : épaisseur de la dalle. ($h_t = 15 \text{ cm}$)
- e : épaisseur du revêtement (5 cm)
- ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Évaluation de moments M_{x1} et M_{y1} dus aux systèmes de levage à L'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = q \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2} = q \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

- M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports (L_x/L_y , U/L_x , V/L_y)
- q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- U , V : côtés de la surface réduite.
- ν : Coefficient de poisson de béton qui est égal à : $\nu=0$... à l'ELU

$$\nu=0.2 \dots \text{ à l'ELS}$$

c. Détermination les coefficients M_{01} et M_{02} :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.15}{1.80} = 0.63$$

$0.4 < \rho = 0.63 < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Le calcul se fera en flexion on considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.15}{1.80} \approx 0.6$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.15} \approx 0.9$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.80} \approx 0.6$$

À partir des abaques de PIGEAUD, en fonction de ces rapports et par interpolation, nous aurons : $M_{01} = 0.074$; $M_{02} = 0.034$

d. Calcul les moments M_{x1} et M_{y1} dues au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\left. \begin{aligned} M_{x1} &= (M_1 + \nu M_2) P \\ M_{y1} &= (M_2 + \nu M_1) P \end{aligned} \right\} \text{ avec } \nu=0 \text{ à l'ELU}$$

$$P = 1.35Q = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN}$$

Donc :

$$M_{x1} = P \times M_{01} = 121.5 \times 0.074 = 8.99 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = P \times M_{02} = 121.5 \times 0.034 = 4.131 \text{ kN.m}$$

III.7.2.2.Évaluation de moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_y q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} &= \mu_x M_{x2} \end{aligned} \right.$$

Avec : μ_x et μ_y données en fonction de $\rho=0.6$ donc : $\mu_x = 0.0812$, $\mu_y = 0.305$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ et}$$

Q : charge d'exploitation = 1 kN/ml

G : poids propre de la dalle : $G = \gamma_b \times e_{dalle} \times 1 \text{ ml} = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ kN/ml}$

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.562 \text{ kN/ml}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x q_u \cdot l_x^2 = 0.0812 \times 6.562 \times 1.15^2 = 0.705 \text{ kN.m} \\ M_{y2} &= \mu_y M_{x2} = 0.305 \times 0.705 = 0.215 \text{ kN.m} \end{aligned} \right.$$

III.7.2.3. Superposition des moments : M^t

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.99 + 0.705 = 9.695 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.131 + 0.215 = 4.346 \text{ kN.m}$$

III.7.2.4. Correction des M_x et M_y :

Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

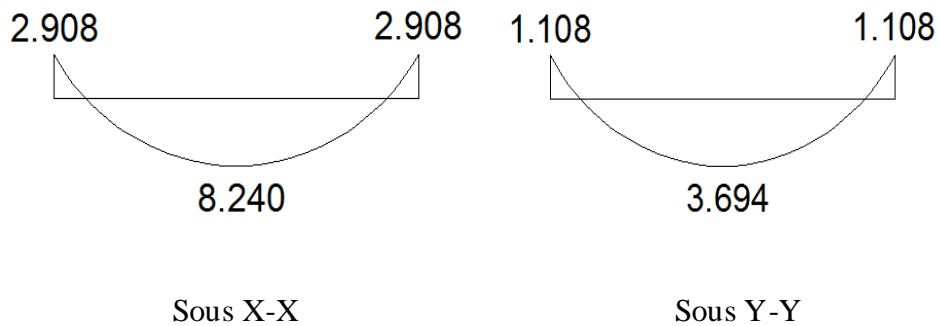
$$M_x^t = 0.85 \times 9.695 = 8.240 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 4.346 = 3.694 \text{ kN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 9.695 = -2.908 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 4.346 = -1.108 \text{ kN.m}$$



III.7.3. Ferrailage à L'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$

a. Dans le sens de la petite portée x-x**➤ En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.240 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.040$$

$\mu = 0.040 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu = 0.040 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.240 \times 10^3}{0.980 \times 12 \times 348} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6 \text{ HA8} = 3.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Aux appuis

$$M_x^a = 2.909 \text{ kN.m}$$

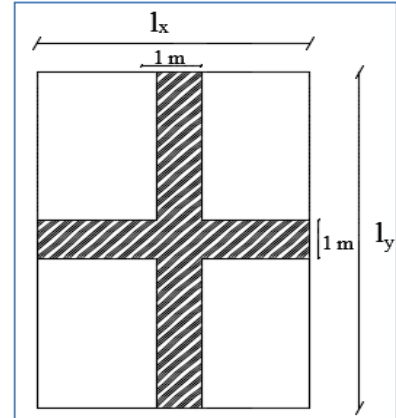
$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.909 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.014$$

$\mu = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.909 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$



b. Dans le sens de la grande portée y-y

➤ **En travée :** $M_y^t = 3.694 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.694 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.018$$

$\mu = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.694 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1.022 \text{ cm}^2$ adopté à une section : $A_t = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

Avec : un espacement : $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

➤ **Aux appuis :** $M_y^a = 1.108 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.108 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.005$$

$\mu = 0.005 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée.

$\mu = 0.005 \longrightarrow \beta = 0.9975$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.108 \times 10^3}{0.9975 \times 12 \times 348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

On adopte à : $A_a = \mathbf{4 HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$; avec un espacement : $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

III.7.4.Vérification à l'ELU**a. Condition de non fragilité (Art : B.7.4/BAEL91) :**

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, qui sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence $W_0 = 80 \text{ ‰}$ dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

– **Direction principale sens x-x**

$$W_x = \frac{A_{x\min}}{bh} \geq \frac{W_0(3 - \alpha_x)}{2} \rightarrow A_{x\min} \geq W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha_x) / 2$$

Avec : $\alpha_x=0.9$ et $W_0=0.8\text{‰}$ pour les H.A FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm

$$W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha_x) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.9)}{2} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{x\min} = 1.26 \text{ cm}^2 < A_x = 3.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **la condition est vérifiée**

– **Direction secondaire sens y-y**

$$W_y = \frac{A_{y\min}}{bh} \geq \frac{W_0(3 - \alpha_y)}{2} \rightarrow A_{y\min} \geq W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha_y) / 2$$

Avec : $\alpha_y=0.8$

$$W_0 \cdot b \cdot h(3 - \alpha_x) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.8)}{2} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$A_y = A_{y\min} = 1.32 \text{ cm}^2 < A_y = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **la condition est vérifiée**

b. Condition de non poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91 modifié 99)

$$P_u \leq Q = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 450 \text{ kN.}$$

Avec : $\mu_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1.05+1.05) = 4.2$ m Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

P_u : Charge de calcul à L'ELU = 1.35P

h : épaisseur totale de la dalle

$P_u = 121.5 \text{ kN/ml} < Q = 450 \text{ kN/ml} \rightarrow$ **la condition est vérifiée**

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

c. Contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau}_u$$

La fissuration est peu nuisible

$U = V$, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens est :

$$V_u = \frac{P_u}{2U + V} = \frac{P_u}{3U} = \frac{1.35 \times 121.5}{3.15} = 52.07 \text{ kN} \text{ donc : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{52.07}{100 \times 12} = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\min \left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.07 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 1.167 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.043 < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée**

d. Écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

Direction principale ou plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min (2h, 25\text{cm}) = \min (30\text{cm}, 25\text{cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

Direction secondaire ou moins sollicitée : min (3h, 33 cm).

$$St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = (45\text{cm}, 33\text{cm}) = \mathbf{33 \text{ cm.}}$$

e. Diamètre minimale des barres

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 15/10 = 1.5 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} = 8\text{mm} \leq 15\text{mm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{la condition est vérifiée}}$$

III.7.5 Vérification de l'E.L.S**a. Évaluation les moments M_x et M_y dus aux system à L'ELS**

$$M_{01}=0.074$$

$$M_{02}=0.034$$

– Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) P_s.$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) P_s. \quad \text{Avec: } P_s = 90 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0.074 + 0.2 \times 0.043) \times 90 = 7.434 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = (0.034 + 0.2 \times 0.074) \times 90 = 5.202 \text{ kN.m}$$

– Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Avec : } G = e_{\text{dalle}} \times \gamma_b \cdot 1 \text{ ml} = 15 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 3.75 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0.6 \text{ donc : } \begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s \cdot l_x^2 = 0.0812 \times 4.75 \times 1.15^2 = 0.51 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.305 \times 0.51 = 0.16 \text{ kN.m} \end{cases}$$

– Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.434 + 0.51 = 7.944 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.202 + 0.16 = 5.362 \text{ kN.m}$$

– Correction des M_x et M_y :

Les moments calculés seront munies en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 7.944 = 6.752 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 5.362 = 4.557 \text{ kN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 7.944 = -2.383 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 5.362 = -1.61 \text{ kN.m}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier➤ **Sens x-x**– **En travée**

$$M_x^t = 6.752 \text{ kN.ml} \quad ; \quad A_t = 3.01 \text{ cm}^2$$

1- Contrainte de compression dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.01}{100 \times 12} = 0.250$$

$$\rho_1 = 0.250 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.920 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 47.79$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{6.752 \times 10^3}{0.920 \times 12 \times 3.01} = 203.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 203.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2- Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{203.18}{47.79} = 4.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

→ la condition est vérifiée.

- Aux appuis

$$M_{xa} = 2.383 \text{ kN.m} \quad ; \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

1- Contrainte de compression dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.167$$

$$\rho_1 = 0.167 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.933 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 60$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{2.383 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 105.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 105.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2- Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{105.89}{60} = 1.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

→ la condition est vérifiée.

➤ Sens y-y– En travée

$$M_y^t = 4.557 \text{ kN.ml. } A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

1- Contrainte de compression dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.167$$

$$\rho_1 = 0.167 \longrightarrow \beta_1 = 0.933 \longrightarrow K_1 = 60$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{4.557 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 202.49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 202.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2- Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{202.49}{60} = 3.37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

→ la condition est vérifiée.

– Aux appuis**1- Contrainte de compression dans l'acier :**

$$M_y^a = 1.61 \text{ kN.ml} \quad ; \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.167$$

$$\rho_1 = 0.167 \longrightarrow \beta_1 = 0.933 \longrightarrow K_1 = 60$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{1.61 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 71.54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 71.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2- Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{71.54}{60} = 1.19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

\rightarrow la condition est vérifiée.

c. Vérification de l'état limite de déformation : (ArtB.7.5 BAEL91/99)

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

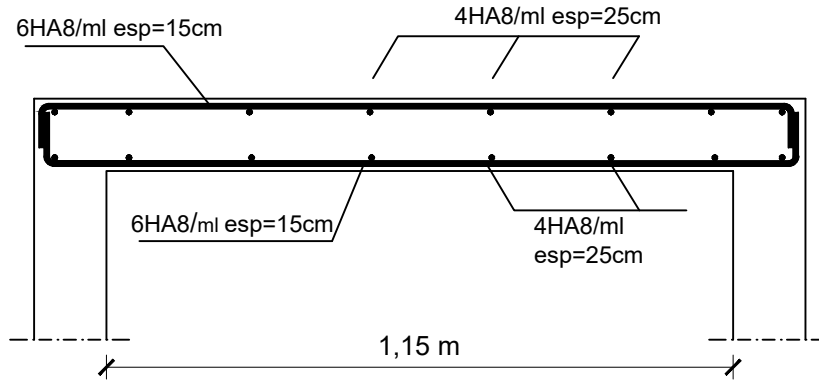
$$\frac{h}{L} = \frac{15}{115} = 0.130 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.130 \geq \frac{M_u}{10M_0} = \frac{6.752}{20 \times 7.944} = 0.042 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

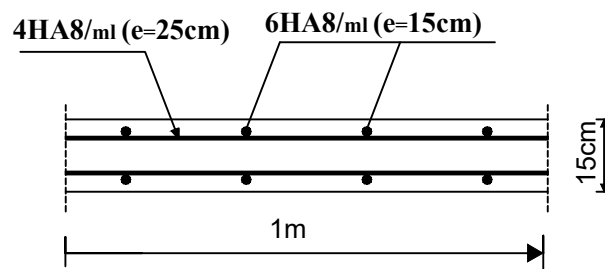
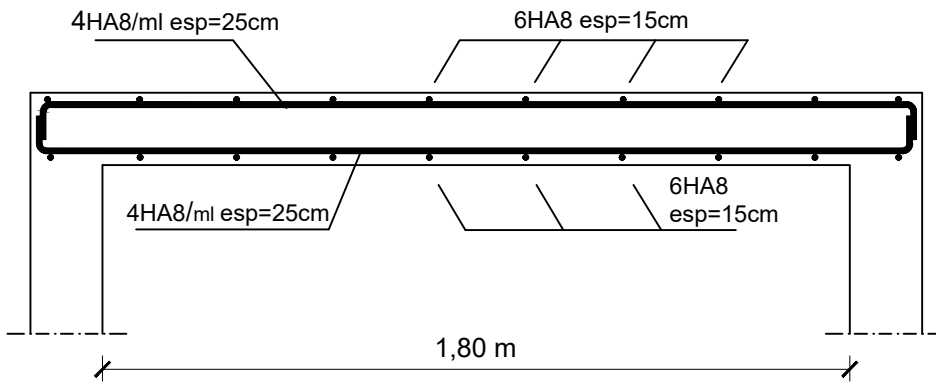
$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.01}{100 \times 12} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

sens x-x



sens y-y



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Nait Larbi Amar Ouanes Melissa	Plan de Ferrailage de la salle de machine	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr Ait Aider	2020/2021

CHAPITRE IV
MODELISATION ET
VERIFICATION DES EXIGENCES
DU RPA

IV. PRESENTATION DE LOGICIEL.

IV.1. Description générale du logiciel ROBOT 2016 :

Le logiciel **Robot** est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.



Figure IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT 2016.

IV.2. Modélisation et justification des données introduites au logiciel ROBOT :

IV.2.1. Choix de la méthode de calcul :

- **La méthode statique équivalente [Art 4. 1. 2 RPA 99 mod 2003] :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

- a. si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone II.
- b. Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage IIa).

- **Méthode d'analyse modale spectrale [Art 4. 1. 3 RPA 99 mod 2003] :**

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [Art 4. 1. 3 RPA 99 MOD 2003] :**

Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié.

⇒ Notre bâtiment n'est pas régulier en élévation et ne satisfait pas la condition "b", ce qui nous a conduit à utiliser **la méthode d'analyse modale spectrale**

[Art 4. 3 RPA 99 mod 2003].

IV.2.2. Modélisation à l'aide du logiciel Robot :

Pour effectuer la modélisation de notre structure on a dû suivre plusieurs étapes qui sont :

A. Création du model géométrique:

1. Choix du type de structure :

Sélectionner "Etude d'une Coque".

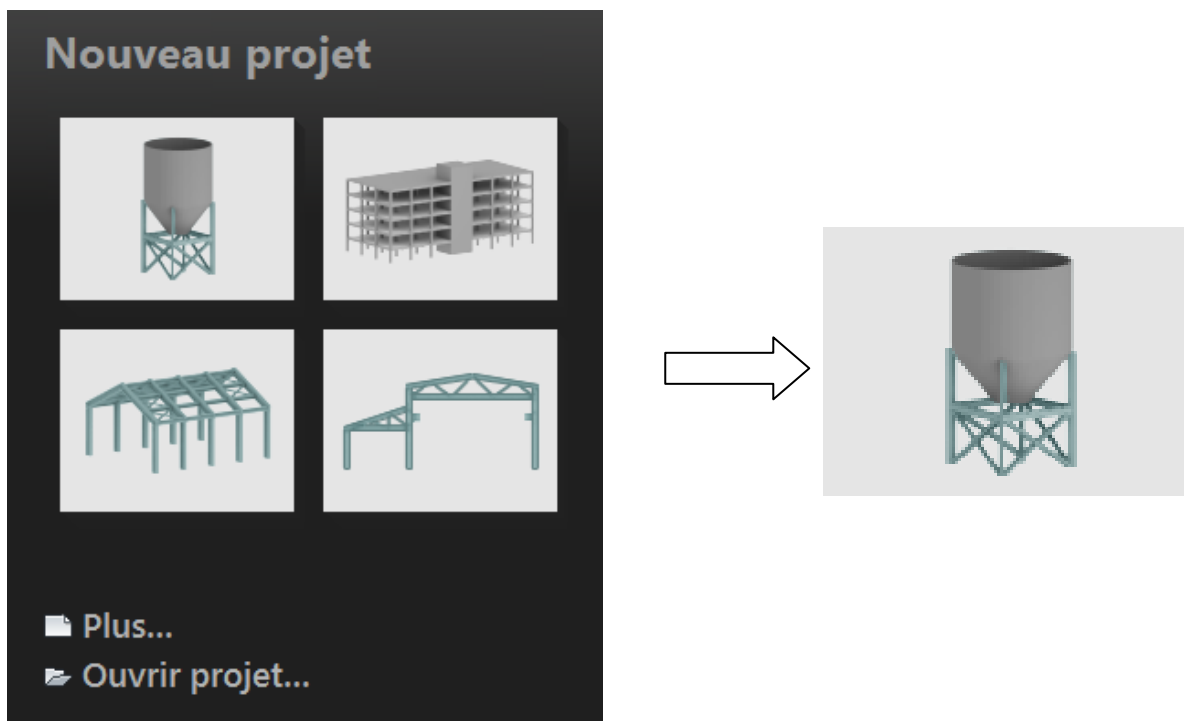


Figure IV.2: Choix du modèle de structure.

Une fois le choix du modèle effectué ; Désactiver la grille :

- ▶ Outils --- mode d'accrochage --- décocher la case de la grille.

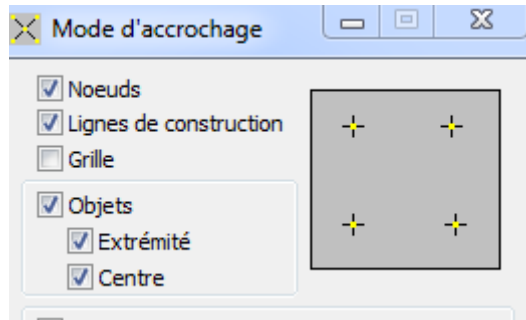




Figure IV. 3:Désactivation de la Grille.

2. Configuration des paramètres du travail :

Dans le menu « outils » on choisit « **préférences de la tâche** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l’affaire. Ou cliquer sur l’icône  puis .

- Dimensions :

Dimensions de la structure:	m	0,321	E
Dimensions de la section:	cm	0,321	E
Caractéristiques de la section:	cm	0,321	E
Assemblages acier (dimensions):	mm	0,321	E
Barres du ferrailage (diamètre):	mm	0,321	E
Section d'acier du ferrailage:	cm ²	0,321	E
Largeur des fissures:	mm	0,321	E

- Forces

Force:	kN	0,321	E
Moment:	kN*m	0,321	E
Contrainte:	N/mm ²	0,321	E

➤ Matériaux :

Nom: BETON25 Descr:

Elasticité

module de Young E: 32164,200 (MPa)

coefficient de Poisson v: 0,2

module de cisaillement G: 13300,000 (MPa)

Poids spécifique (poids unitaire): 25,000 (kN/m3)

Expansion thermique: 0,000010 (1/°C)

Coefficient d'amortissement: 0,04

➔

Matériaux: Français

Jeu primaire

Acier:

Béton: BETON25

Aluminium: ALUM CHAUD

Bois: CB_RESIN C18

Modifier

➤ Normes de conception :

Béton armé: BAEL 91 mod. 99

Géotechniques: DTU 13.12

➤ Charges :

Pondérations: BAEL 91 ...

Charges de neige et vent: DTR C2-47/NV99

Charges sismiques: RPA 99 (2003)

➤ Analyse de la structure :

Méthode de résolution

Automatique Paramètres

Arrêter l'analyse après la vérification si des erreurs ont été détectées

Ignorer avertissements de l'analyse Oui Non

Si l'option exige des résultats de calcul demander si démarrer les calculs

Figurer automatiquement les résultats de calcul de la structure

Fusionner les barres automatiquement lors de l'import de la géométrie

Algorithme DSC (Relâchements sur barres)

Liaisons rigides (Liaisons rigides)

➤ Maillage :

Méthode d'obtention de la cohérence du modèle de calcul

Obtention du maillage EF cohérent

Ajustage itératif du maillage EF

Contraintes cinématiques dans les points d'incohérence

Application des liaisons cinématiques

Jeux de paramètres par défaut du maillage

Planchers : Normal - planchers

Voiles : Gros - voiles

Panneaux (tous) : Normal

3. Lignes de construction :

- ▶ Structure --- lignes de constructions --- introduire les cotes des lignes de construction de la structure dans la fenêtre donnée ci-dessous, dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou lignes arbitraires.

Lignes de construction

Nom: R+8+2S/SOL

Cartésien Cylindrique Lignes arbitraires

Paramètres avancés

X	Y	Z
Position:	Répéter x:	Espacement:
17.600 (m)	2	4.6 (m)
Libellé	Position	
A	0.000	X
B	4.200	X
C	8.400	X
D	13.000	X
E	17.600	X

Ajouter

Supprimer

Supprimer tout

Gras


Libellé: A B C ...

Nouveau Gestionnaire de lignes

Appliquer Fermer Aide

Figure IV. 1: Lignes de construction.

4. Définition des éléments :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profils de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : 

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

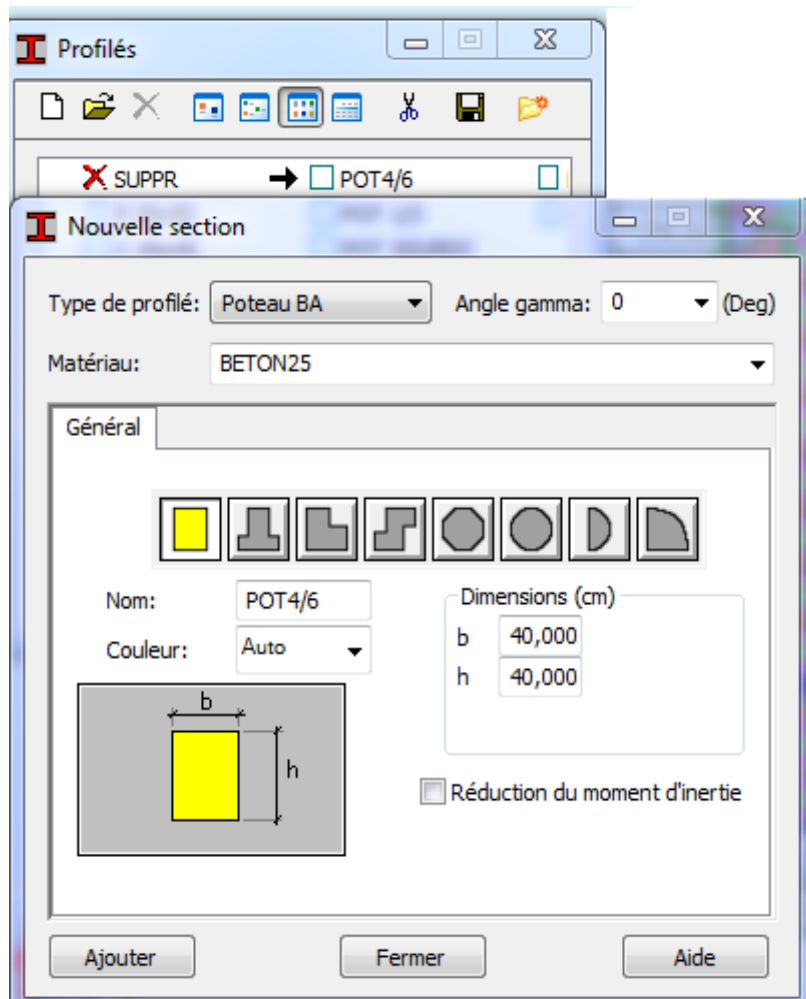
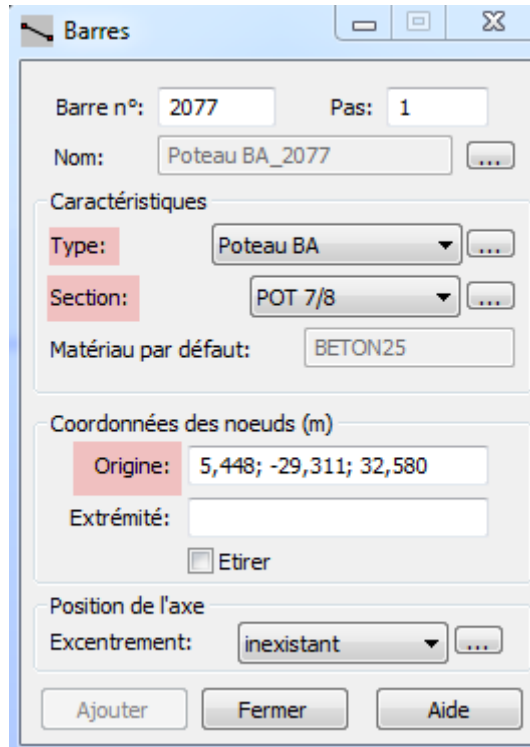


Figure IV. 2: choix des profilés des barres.

5. Affectation des éléments :

5.1.Éléments barres :

Structure --- barre --- choisir le type et la section de l'élément.



Barres

Barre n°: 2077 Pas: 1

Nom: Poteau BA_2077

Caractéristiques

Type: Poteau BA

Section: POT 7/8

Matériau par défaut: BETON25

Coordonnées des noeuds (m)

Origine: 5,448; -29,311; 32,580

Extrémité:

Etirer

Position de l'axe

Excentrement: inexistant

Ajouter Fermer Aide

Figure IV. 3: Modélisation des éléments barre.

5.2.Éléments surfaciques :

- Plancher :

1^{ère} étape : définition de l'épaisseur

Structure --- caractéristiques --- Epaisseur EF .

La direction : toujours dans la direction des poutrelles



Figure IV.7 Définition d'un plancher à corps creux.

2^{ème} étape : Affectation du plancher :

- ▶ Structure --- plancher

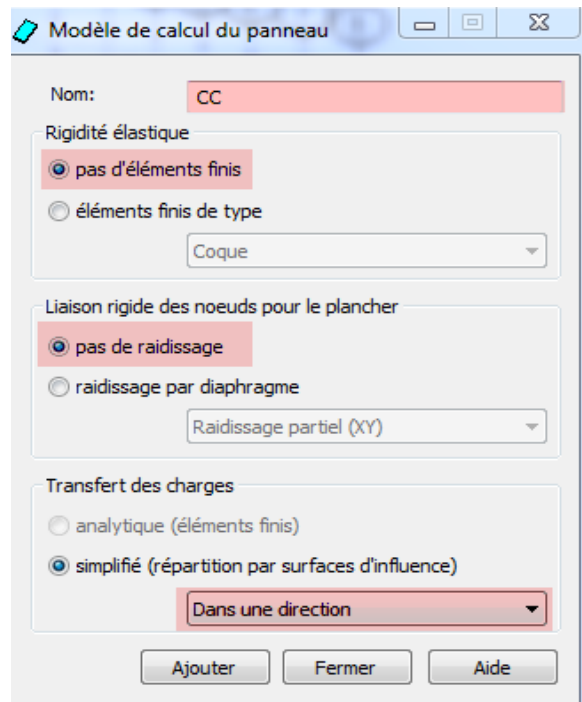
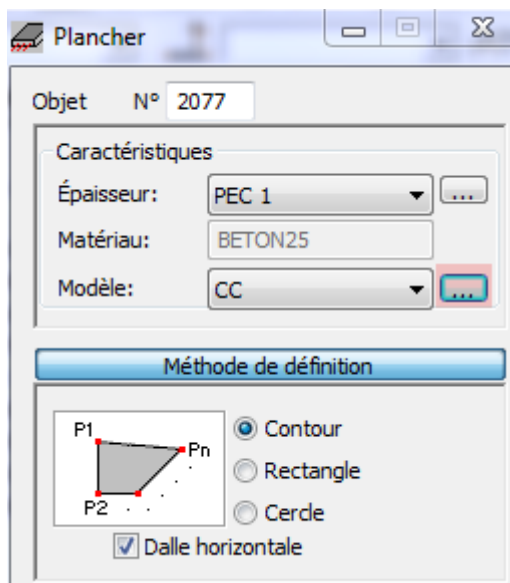


Figure IV.8: Affectation d'un élément surfacique (Plancher).

▪ Dalle pleine :

Structure --- caractéristiques --- épaisseur EF --- définir nouvelle épaisseur

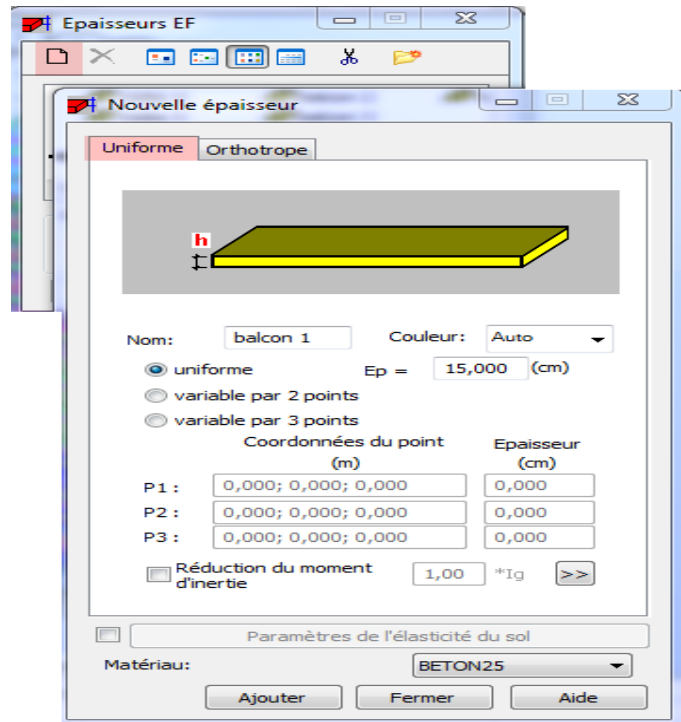


Figure IV.9: Définition d'une dalle pleine.

- ▶ Structure --- objet --- polyline-contour --- paramètres --- choisir panneau --- délimiter la surface de la dalle pleine.

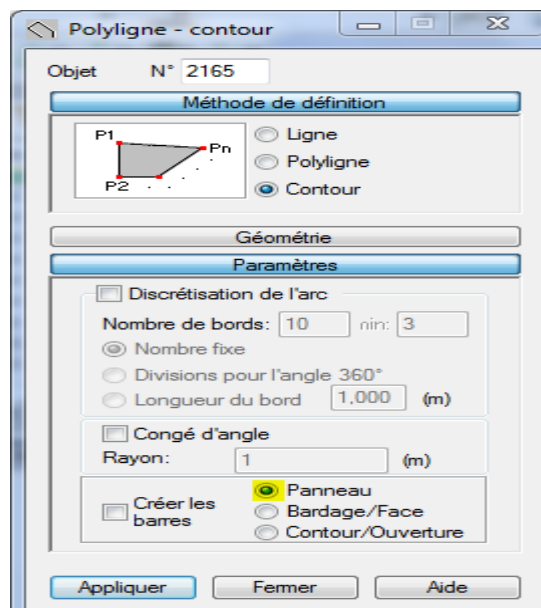


Figure IV.10: Affectation d'un élément surfacique (DP).

6. Définition des escaliers :

- ▶ Structure --- caractéristiques --- épaisseur EF--- définir nouvelle épaisseur

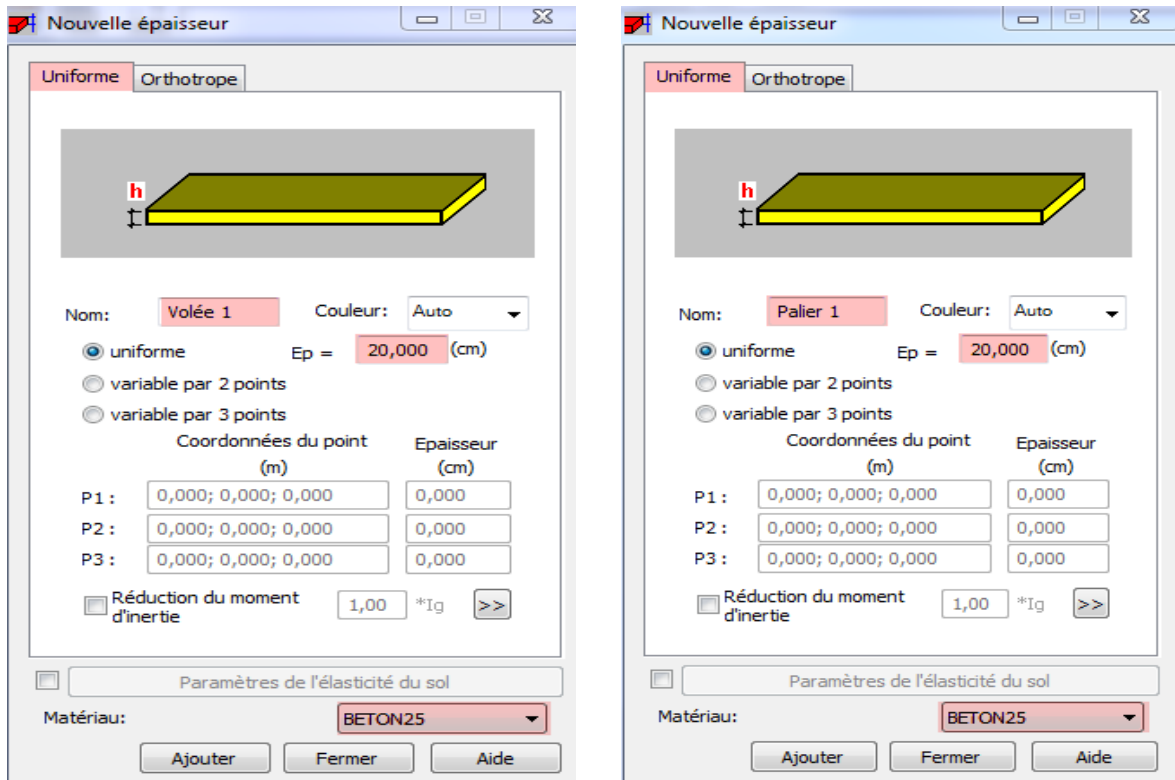


Figure IV.11: Définition des paliers et les volées.

- ▶ Structure --- objet --- polyline-contour --- paramètres --- choisir panneau --- délimiter la surface du palier et de la volée.

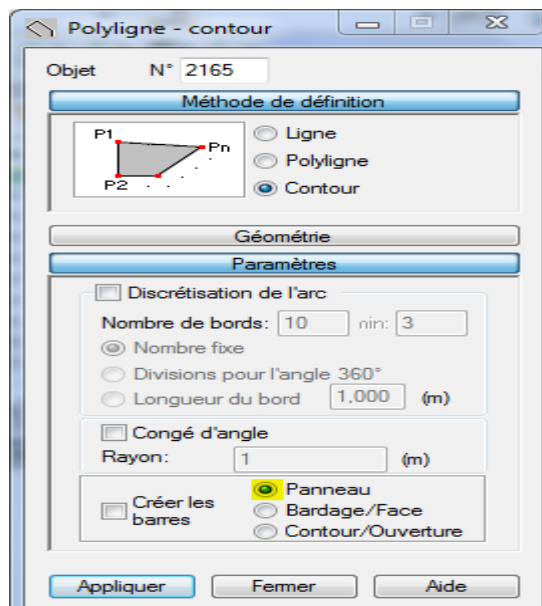



Figure IV. 12: Modélisation des escaliers.

7. Définition des voiles:

Cliquer sur l'icône  --- Définir nouvelle épaisseur --- choisir l'onglet "Uniforme" --- introduire le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

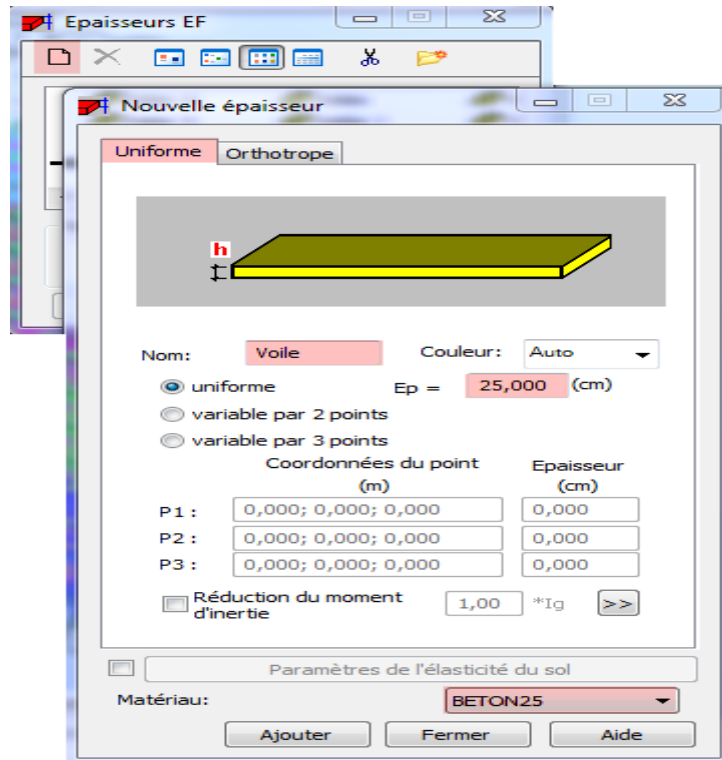


Figure IV.13: Définition des voiles

Avant la modélisation des voiles, il faut créer des lignes de construction pour définir les contours des voiles.

- cliquer sur l'icône "Polyligne-contour"  --- Paramètres --- cocher la case "Contour" et "Panneau"

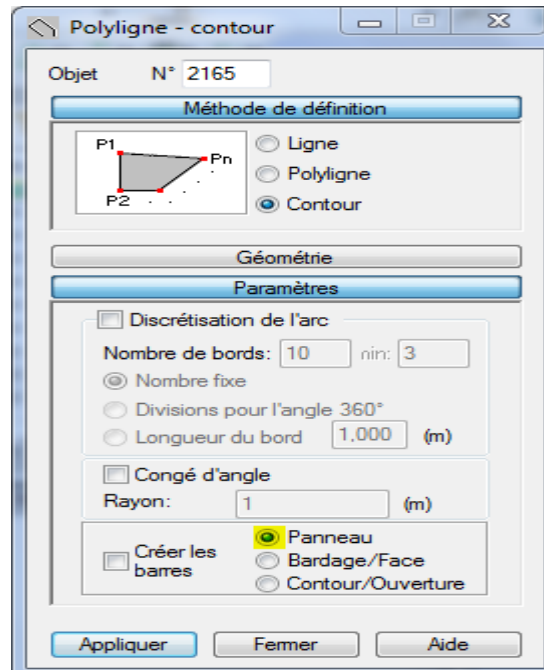


Figure IV.14: Modélisation des voiles.

8. Encastrement de la structure :

Pour l'encastrement des poteaux :

- ▶ Afficher le plan XY --- afficher le numéro des nœuds ---- sélectionner les nœuds --- structure --- appuis -- nodaux --- encastrement

Pour encastrer la base des voiles et les escaliers :

- ▶ Sélectionner les voiles et la volée --- clique sur l'onglet "Linéaires" --- Encastrement.

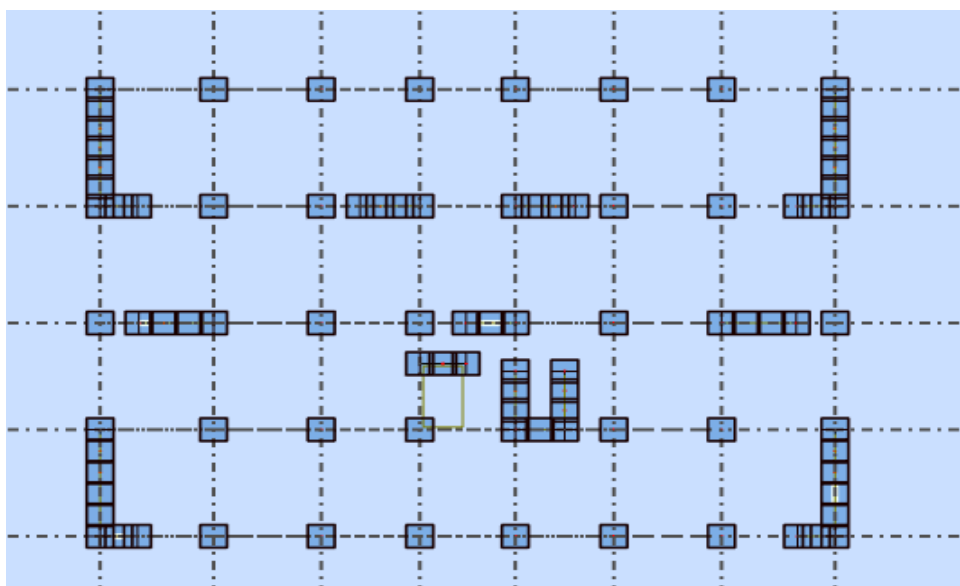


Figure IV.15: Définition de l'encastrement.

9. Définitions des cas de charges statiques (G et Q) :

Chargement --- Cas de charge --- choisir la nature et le nom --- cliquer sur "Nouveau".

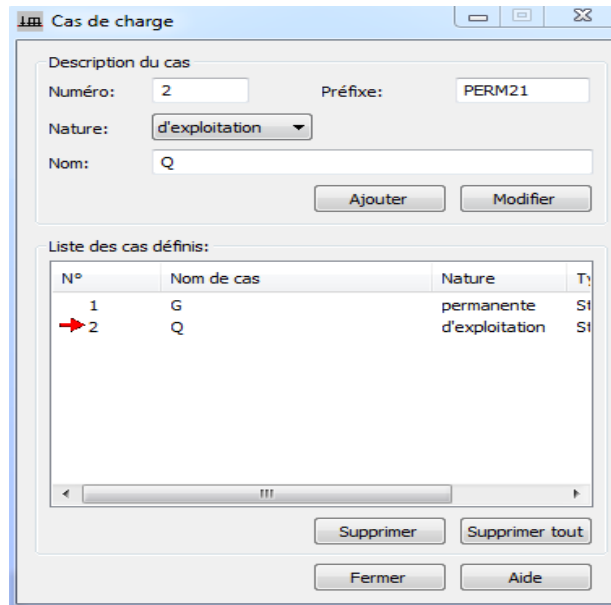
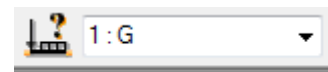



Figure IV.16: Définition des charges.

10. Affectation des charges :

Choisir le type de charge G (permanente) ou Q(exploitation).



- Chargement --- définir charges --- surface---cliquer sur  --- introduire la valeur de G ou Q dans la zone " valeurs Z ". (avec le signe moins).

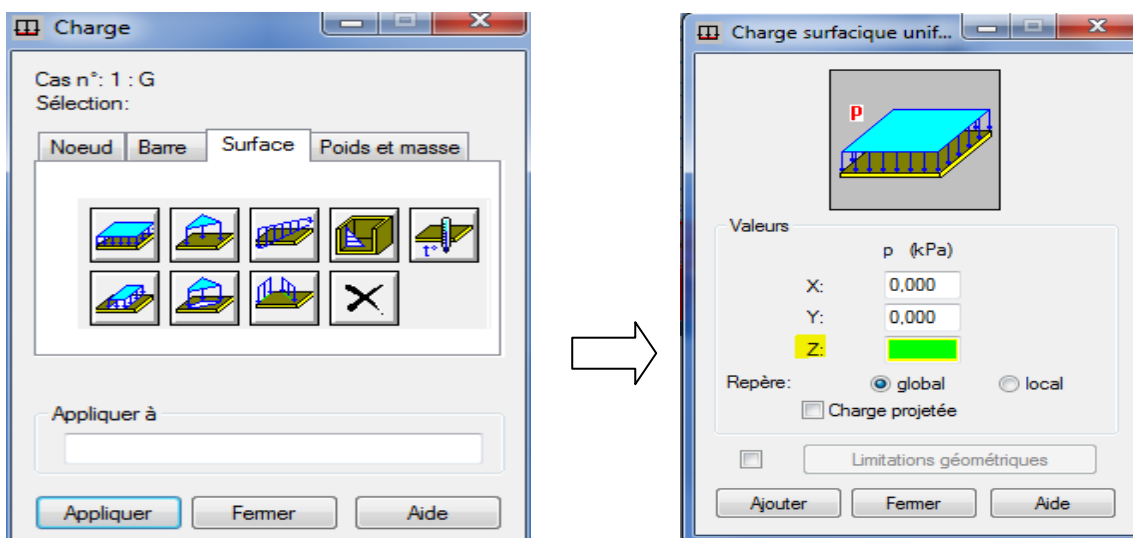


Figure IV.17: Affectation des charges surfaciques.

De même pour les éléments barres, on remplace surface par barre.

1. Poids de la structure $W = \Sigma G + \beta \Sigma Q$:

- Analyse --- type d'analyse --- masse.

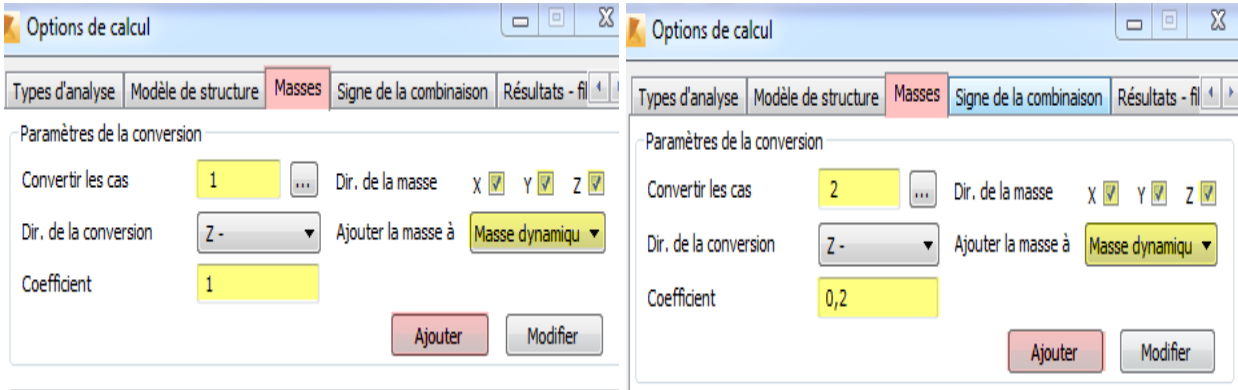


Figure IV.18 : Définition de la masse sismique.

2. Analyse modale :

Effectuer une vérification du comportement de la structure vis-à-vis de son poids propre.

Analyse --- type d'analyse --- type d'analyse --- Nouveau --- Modale --- OK

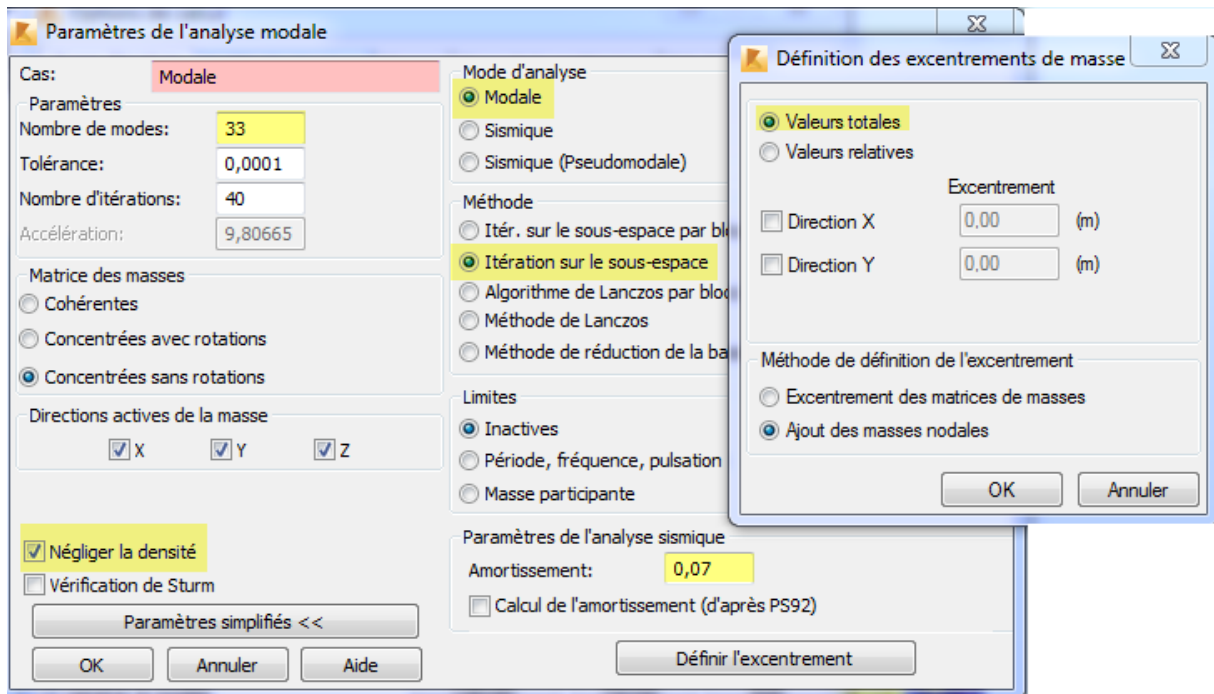


Figure IV.19 : paramètres de l'analyse modale

3. Analyse sismique :

Vérification du comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Analyse --- type d'analyse --- type d'analyse --- Nouveau --- Sismique

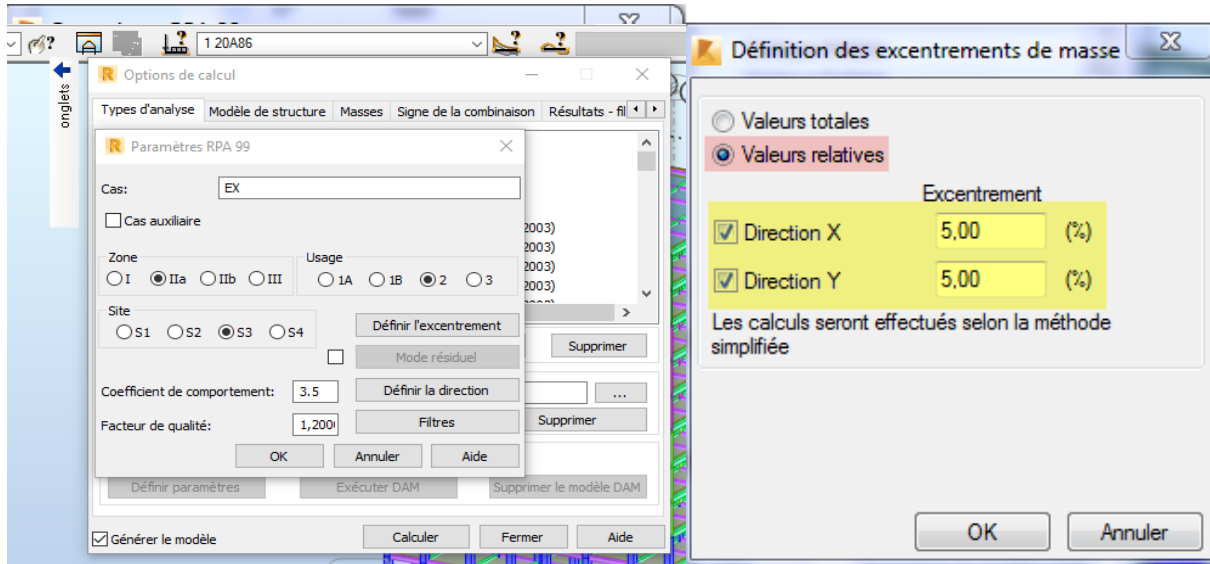


Figure IV.20 : paramètres de l'analyse sismique.

4. Les combinaisons d'actions :

► Charge --- combinaison manuel--- choisir le type de la combinaison et sa nature.

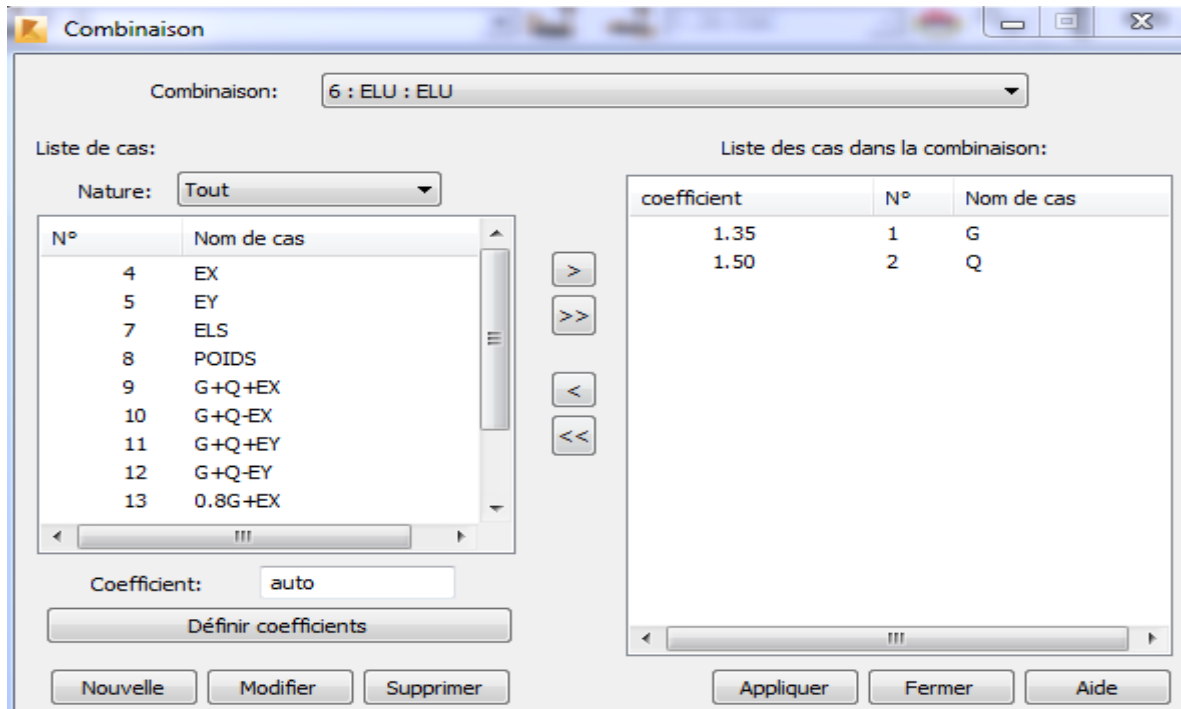

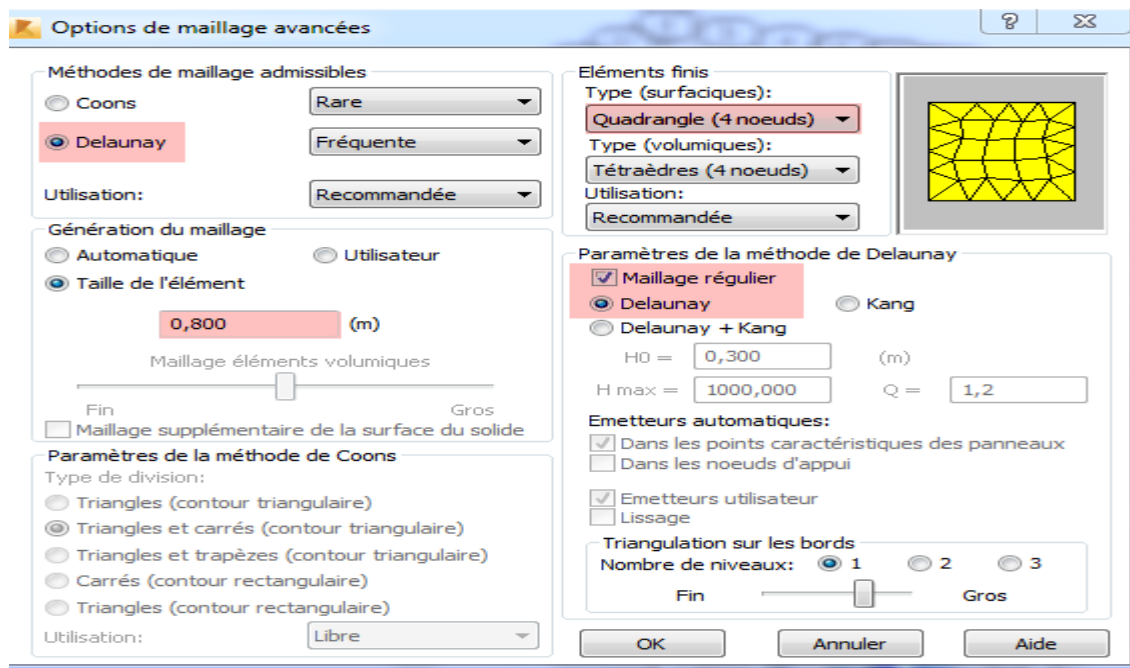


Figure IV.21 : Définition des combinaisons d'actions.

- ▶ introduire les charges statiques "ELU, ELS ", le poids et les combinaisons sismiques "G + Q ± E ; 0.8 G ± E ".

11. Le maillage :

- ▶  Sélectionner barres ---famille panneau --- on sélectionne le tout sauf les PEC et PET.
- ▶ Analyse --- maillage --- options de maillage



- ▶ Analyse --- Générer le modèle de calcul --- le maillage se fait automatiquement.

12. Liaisons rigides (diaphragme) :

- ▶ Structure --- caractéristiques additionnelles --- liaisons rigides
- ▶ Double clic sur membrane
- ▶ afficher les numéros des nœuds --- cliquer dans la zone "**nœuds maitres**" --- sélectionner graphiquement le nœud maitre ou écrire son numéro --- cliquer dans la zone "**sélectionner les nœuds esclaves**" --- sélectionner graphiquement les nœuds esclaves ou écrire leurs numéros --- cliquer sur "**appliquer**".

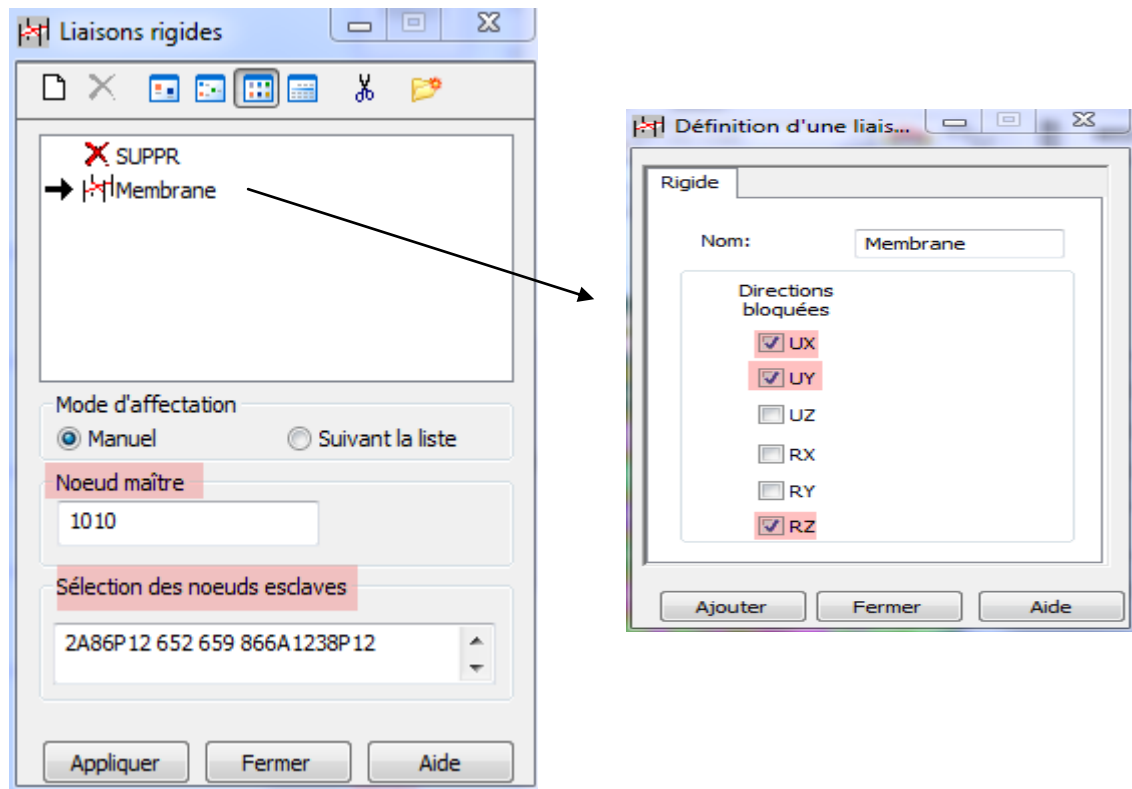


Figure IV.22 : Liaisons rigides.

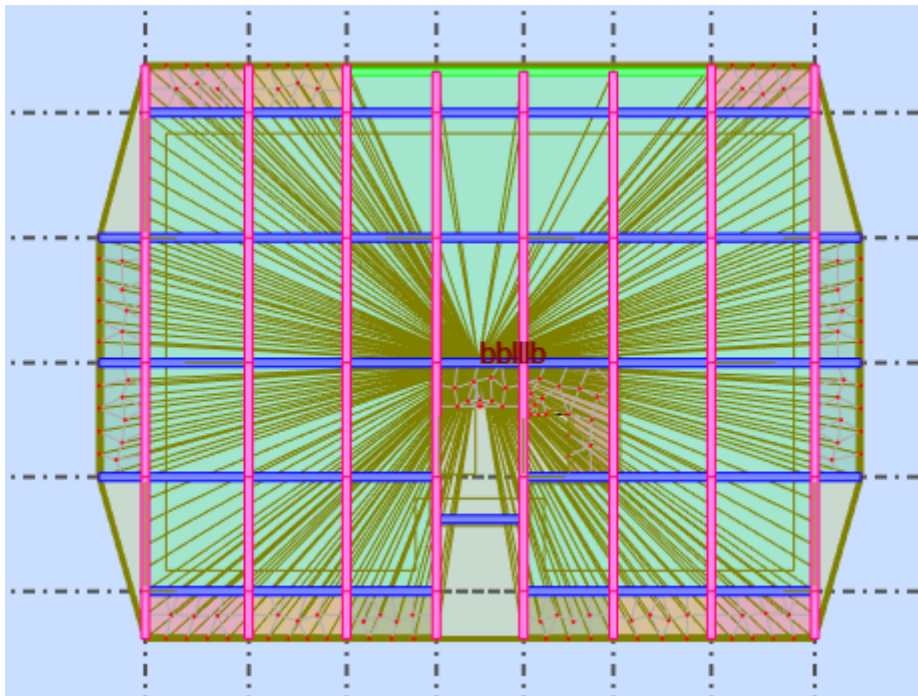


Figure IV.23: Application de la liaison rigide.

- ▶ Répéter cette opération pour tous les planchers de la structure.

13. Définition des étages :

- ▶ Afficher le plan XZ ou YZ ---Structure --- étage --- étage.

Cliquer sur "**définition graphique**" --- définir graphiquement

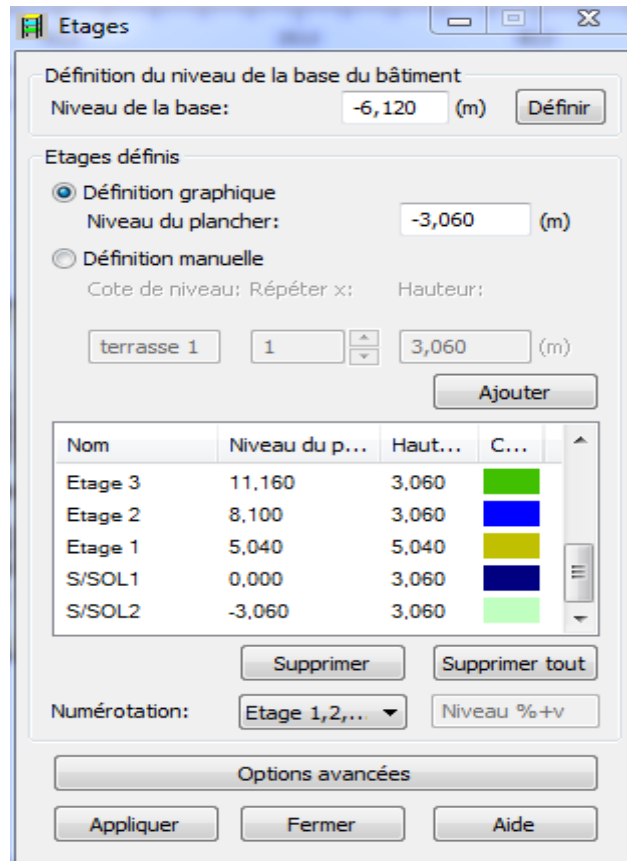


Figure IV.24: Définition des étages.

14. calcul de la structure :

Analyse --- Calculer --- ou avec l'icône

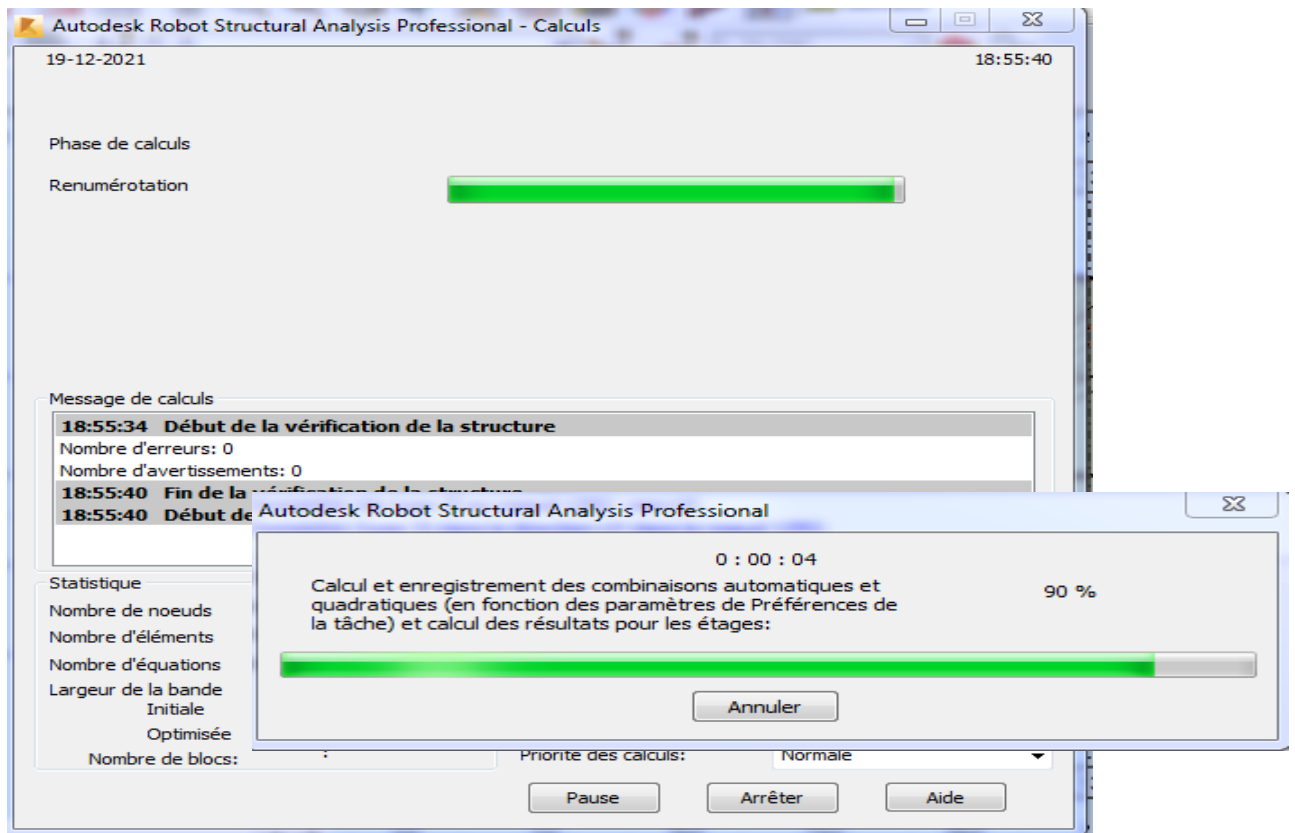


Figure IV.25 : Lancement du calcul.

V .2.3.Justification des données introduites au logiciel Robot :

Afin que le logiciel puisse effectuer le calcul de la structure il a fallu lui introduire les paramètres suivants :

▪ Paramètres de l'analyse modale :

	β	Nbre de modes	Coef de masse	ξ	R	Q
Article du RPA	Tableau 4.5	Art 4.3.4	Art 4.3.4	Tableau 4.2	Tableau 4.3	- Formule 4.4 - Tableau4.4
Valeurs	0.20	33	90%	7%	3.5	1.20

Tableau IV.1. Paramètres de l'analyse modale.

Paramètres du RPA : [chapitreIII: critèresdeclassificationduRPA99mod2003]

	Zone	Usage	Site
Valeurs	IIa	2	S3

Tableau IV.2. Paramètres du RPA.

- **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons selon le (BAEL 91 mod99, CBA93) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{Poids} : G + 0.2Q$$

Combinaisons selon le RPA99 V2003 :

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Avec :

G : la charge permanente.

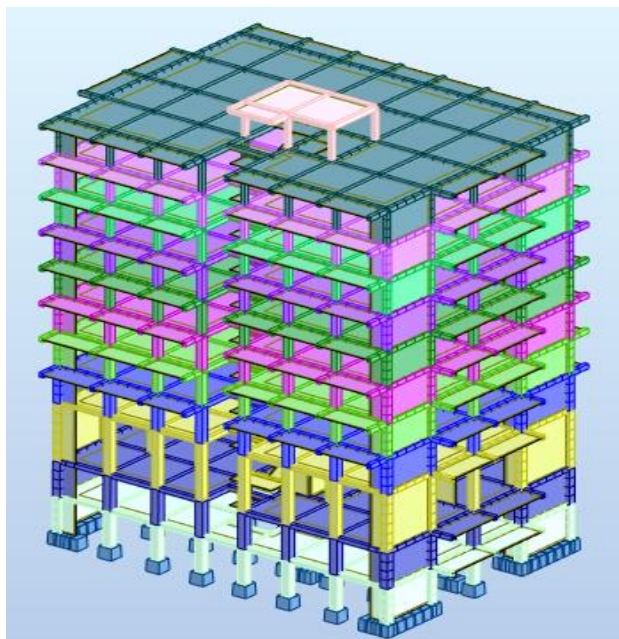
Q : la charge d'exploitation.

E : l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

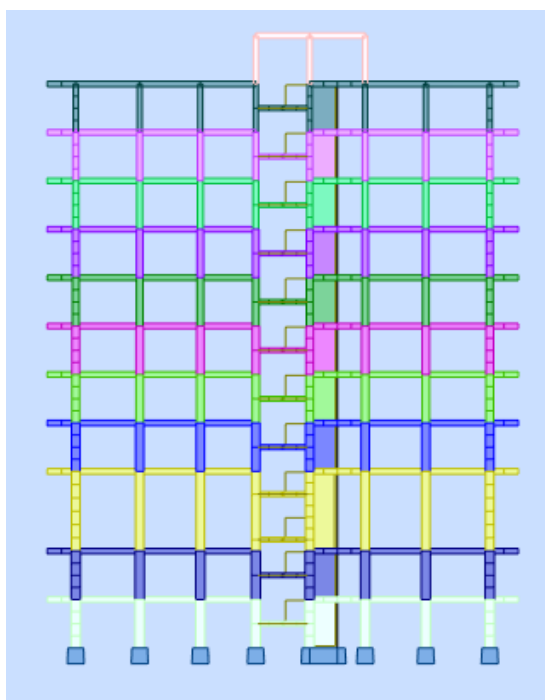
IV .2.4: vérifications et interprétation des résultats :

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans cette partie on s'intéressera à l'affichage des résultats (les périodes de vibration, les déplacements des nœuds et les efforts internes dans les éléments de la structure).

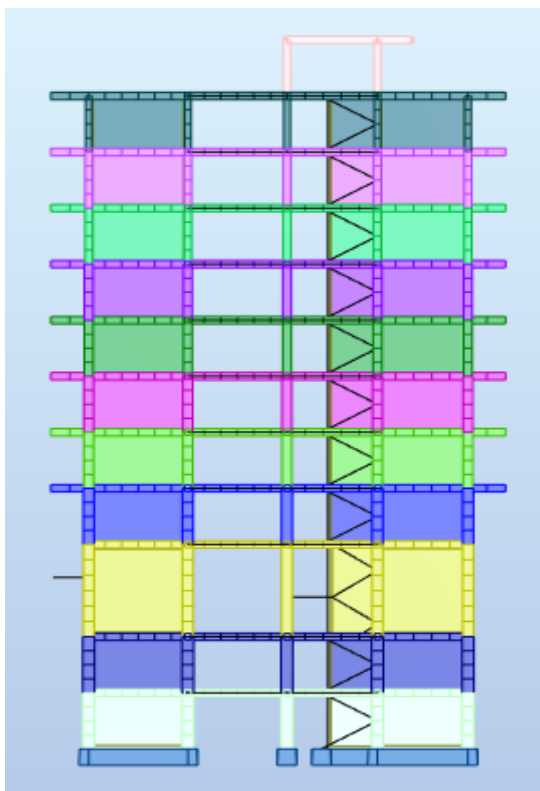
➤ Vue en 3D :



➤ Vue en portique plan XZ :

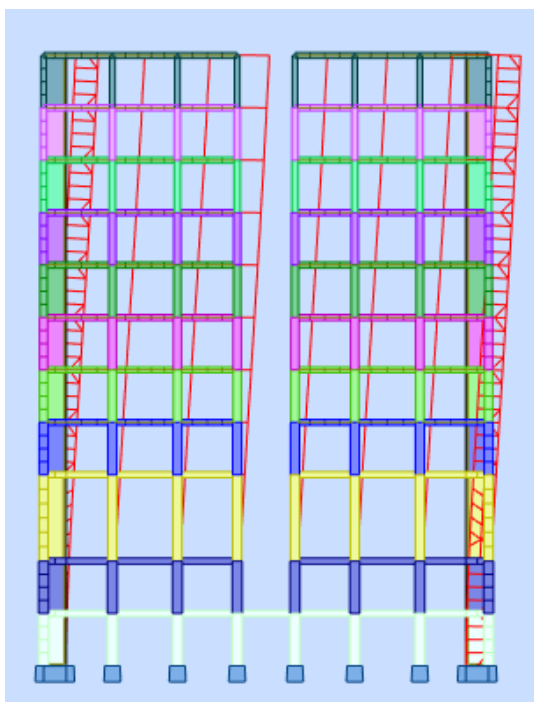


➤ Vue en portique plan YZ :

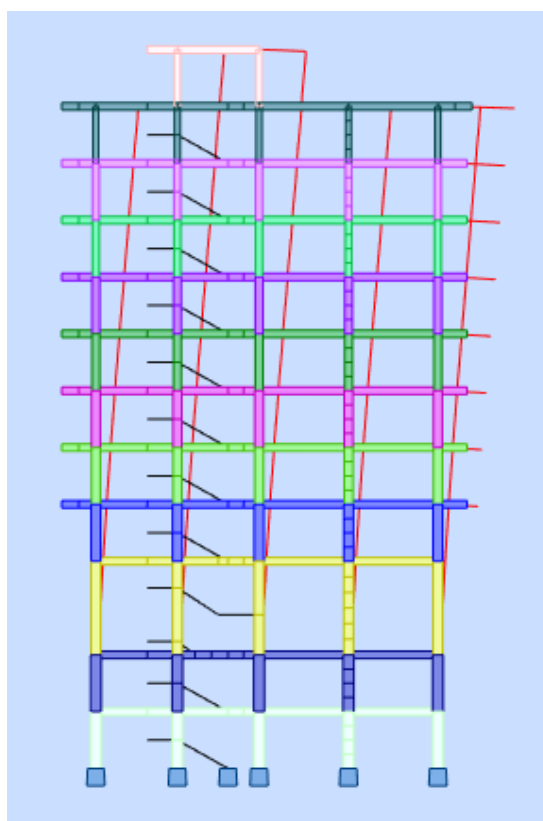


➤ Déplacement et déformation :

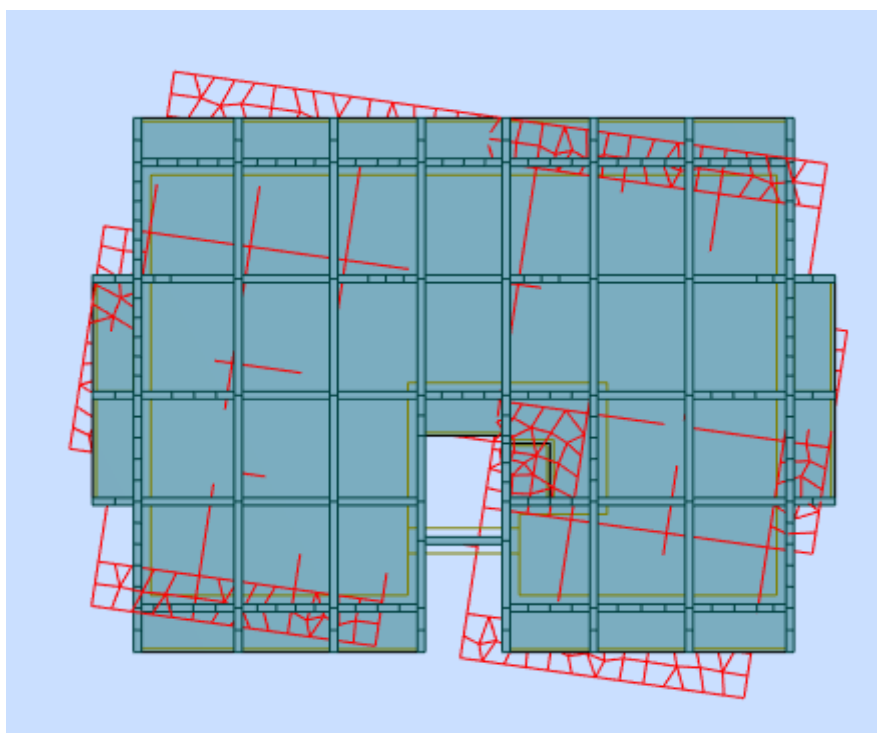
Mode 1 : de vibration $T = 0.893$ sec (translation sens X)



Mode 2 : de vibration $T= 0.723$ sec (translation vers Y)



Mode 3 : de vibration $T= 0.597$ sec (rotation autour de l'axe Z)



IV.3.1. Justification du système de contreventement :

Le contreventement dans le cas de notre bâtiment, est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (effort sismique) que reprennent chaque élément (portique ; voile), et enfin juger le type de contreventement selon les règles du RPA, puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003].

Catégorie	Description du système de contreventement	R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV.3.1 : Valeurs du coefficient R

Les charges verticales et horizontales reprises par le système de contreventement seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
2. Cliquer sur "**effort réduit**".
3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", cocher F_x , F_y et F_z et les cocher aussi dans répartition des forces sur les poteaux et les voiles
4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner E_x et E_y puis cliquer sur "**combinaison**" et ajouter **ELS** à la sélection.
5. Relever les résultats du 1^{er} étage pour chaque cas de charge.

Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x , Pour le cas 5 (E_y) on relève F_y et pour le cas 7 (ELS) on relève F_z .

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
5/ 1	2045,930	102,260	677,134	1368,796	45,895	56,365	14,756	721,118	-706,362
5/ 2	2022,373	101,825	669,340	1353,033	27,786	74,039	14,855	714,132	-699,277
5/ 3	1970,726	100,597	539,216	1431,509	69,908	30,689	14,784	566,626	-551,842
5/ 4	1873,379	97,300	938,639	934,740	39,892	57,408	14,060	403,987	-389,926
5/ 5	1750,777	92,464	776,685	974,092	33,719	58,745	13,122	316,629	-303,506
5/ 6	1603,316	85,884	862,622	740,694	32,482	53,402	12,167	232,427	-220,261
5/ 7	1439,394	77,357	666,313	773,081	23,484	53,873	11,377	161,540	-150,163
5/ 8	1253,165	66,830	719,248	533,917	24,131	42,698	10,653	108,245	-97,592
5/ 9	1033,142	54,332	496,289	536,852	17,522	36,809	9,669	65,711	-56,042
5/ 10	783,335	39,848	514,507	268,828	21,238	18,610	7,815	37,333	-29,518
5/ 11	485,052	23,149	342,917	142,135	17,623	5,526	4,961	17,862	-12,901
5/ 12	36,325	1,733	36,324	0,000	1,731	0,002	1,601	1,578	0,023
6/ 1	102,260	2251,684	24,467	77,793	649,657	1602,027	21,060	866,456	-845,396
6/ 2	101,455	2230,418	24,930	76,525	504,079	1726,339	21,007	762,944	-741,936
6/ 3	99,321	2180,414	24,490	74,831	428,174	1752,240	20,859	611,500	-590,642
6/ 4	94,275	2080,497	40,058	54,216	663,589	1416,909	20,391	334,832	-314,441
6/ 5	87,529	1961,929	30,998	56,531	554,484	1407,446	19,674	238,387	-218,713
6/ 6	79,317	1818,593	35,440	43,878	639,519	1179,074	18,827	155,285	-136,458
6/ 7	69,794	1639,069	25,779	44,015	507,021	1132,048	17,843	100,027	-82,184
6/ 8	58,866	1424,864	28,102	30,765	568,727	856,137	16,220	64,158	-47,938
6/ 9	46,530	1183,482	18,427	28,103	405,815	777,668	13,594	49,788	-36,195
6/ 10	33,382	905,952	19,021	14,361	441,377	464,575	9,781	42,056	-32,275
6/ 11	19,723	558,280	12,478	7,245	312,325	245,956	6,390	28,403	-22,013
6/ 12	6,051	65,301	6,051	-0,000	65,301	-0,000	1,492	1,496	-0,004
8 (C)/1	0,0	0,0	-11,732	11,732	-112,537	112,537	-76066,383	-48440,517	-27625,866
8 (C)/2	0,0	0,0	-32,020	32,020	-19,132	19,132	-68052,475	-42982,946	-25069,529
8 (C)/3	0,0	0,0	2,410	-2,410	5,288	-5,288	-61199,981	-37578,704	-23621,277
8 (C)/4	0,0	0,0	-59,066	59,066	-0,968	0,968	-53425,894	-32409,648	-21016,246
8 (C)/5	0,0	0,0	-57,575	57,575	-32,597	32,597	-46623,519	-27283,013	-19340,506
8 (C)/6	0,0	0,0	-73,345	73,345	-27,670	27,670	-39913,145	-22941,552	-16971,593
8 (C)/7	0,0	0,0	-63,765	63,765	-22,639	22,639	-33249,914	-18422,911	-14827,003
8 (C)/8	0,0	0,0	-79,207	79,207	-22,555	22,555	-26669,590	-14516,790	-12152,800

Tableau IV.3.2. Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure.

Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés :

a. Sous charges verticales (ELS) :

Effort Normal Total : [KN]	N=	76066.383	100%
Effort Normal Voiles : [KN]	N=	27625.866	36.32%
Effort Normal Portiques : [KN]	N=	48440.517	63.68%

Tableau IV.3.3. Charges verticales.

Avec :

$$\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\%N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{N_{tot}} \times 100$$

Sachant que N correspond aux charges verticales (F_z) sous la combinaison ($G+Q$).

b. Sous charges horizontales (séisme E) :

Effort Horizontal Total : [KN]	F _x =	2045.930	100%
	F _y =	2251.684	100%
Effort Horizontal Voiles : [KN]	F _x =	1368.796	66.9 %
	F _y =	1602.027	71.14%
Effort Horizontal Portiques : [KN]	F _x =	677.134	33.1 %
	F _y =	619.617	27.52 %

Tableau IV.3.4. Charges horizontales.

Avec :

$$\%V_{\text{voiles}} = \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{tot}}} \times 100$$

$$\%V_{\text{portiques}} = \frac{V_{\text{portiques}}}{V_{\text{tot}}} \times 100$$

Sachant que V correspond aux charges horizontales (**F_x** et **F_y**) sous la combinaison (**E_x** et **E_y**) respectivement.

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$ (structure à voiles porteurs)

IV.3.vérifications et interprétation des résultats :**IV.3.1.Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :**

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sûres :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P-Δ).

IV.3.1.1. Pourcentage de masse participante [Art 4.3.4 du RPA99/version 2003] :

Le pourcentage d'au moins une des masses modales participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y).

Cas/Mode	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	71,503	0,107
4/ 2	71,636	68,283
4/ 3	72,832	68,283
4/ 4	85,276	68,289
4/ 5	85,277	80,577
4/ 6	85,524	80,921
4/ 7	85,536	85,168
4/ 8	85,846	85,222
4/ 9	86,111	85,276
4/ 10	90,066	85,278
4/ 11	90,066	85,285
4/ 12	90,066	85,285
4/ 13	90,066	85,285
4/ 14	90,066	85,286
4/ 15	90,067	85,289
4/ 16	90,068	85,292
4/ 17	90,068	85,299
4/ 18	90,069	85,312
4/ 19	90,069	85,316
4/ 20	90,070	85,327
4/ 21	90,114	85,330
4/ 22	90,147	85,336
4/ 23	90,148	85,347
4/ 24	90,184	85,349
4/ 25	90,195	85,357
4/ 26	91,216	88,919
4/ 27	93,558	90,451
4/ 28	93,558	90,739
4/ 29	93,599	90,753
4/ 30	93,627	90,768
4/ 31	93,629	90,795

Tableau IV.3.5 Pourcentage de la masse participante.

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 10^{ème} mode dans le sens X-X et au 27^{ème} mode dans le sens Y-Y.

IV.3.1.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

[Art4. 2. 4] du RPA99 mod 2003 :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{ [Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003].}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.05

Tableau IV.3.6. Valeurs du coefficient C_T

$$T = 0.05 \times 38.7^{0.75} = 0.776 \text{ s.}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : $T_{LOG} < T_{RPA}$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0.776 \times 1.3 = \mathbf{1.008 \text{ S.}}$$

- La période analytique (T_{LOG}) sera tirée des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :
 - Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher « **mode propre** ».
 - Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir la colonne correspondant aux valeurs des périodes.
 - Cliquer sur "**extrêmes globaux** " pour afficher les valeurs maximales et minimales.
 - Relever les résultats.

Le logiciel ROBOT nous a permis d’avoir les modes de vibrations de la structure et la période correspondante à chacun :

	Période [sec]
MAX	0,893
Cas	4
Mode	1
MIN	0,062
Cas	4
Mode	33

Tableau IV3.7.Période fondamentale.

La période maximale est de **0.893s** pour le 1^{er} mode de vibration et la période minimale est de **0.062s** pour le 33^{ème} mode de vibration.

➤ **Comparaison des résultats :**

$T_{RPA} = 1.007S > T_{LOG} = 0.893 S$**la condition est vérifiée.**

IV.3.1.3. Vérification de l’effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) [Art4. 3. 6duRPA99mod2003] :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, autrement dit : $V_{dyn} \geq 0.8 \times V_{stat}$

Avec :

$$V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ [Art4. 2. 3RPA99mod2003]}$$

- A** : coefficient d’accélération de zone.
- D** : facteur d’amplification dynamique.
- R** : coefficient de comportement global de la structure.
- Q** : facteur de qualité.
- W** : poids total de la structure.

- **Calcul du coefficient d’accélération de zone A :**

Z O N E				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.3.8.Coefficient d'accélération de zone "A"

A = 0.15 (la zone IIa et Groupe d’usage 2).

- **Calcul du facteur d’amplification dynamique D :**

[Art4. 2. 3RPA99mod2003, formule2. 3]

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta_0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3s \end{cases}$$

- **T₁ et T₂** : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site donnée par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau IV.3.9 Périodes caractéristiques.

T₁ = 0.15 ; T₂ = 0.50

- **η** : facteur de correction d’amortissement, donné par la relation suivante

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \text{ [formule 4. 3]}$$

Avec : $\xi = 7\%$

η = 0.882

Nous avons : **T₂ ≤ T = 0.893 ≤ 3s** donc : **D = 2.5 × η (T₂/T)^{2/3} ⇒**

D = 1.5

- **Calcul du poids total de la structure :**

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D	R	Q	W (KN)
Valeurs	0.15	1.5	3.5	1.20	40486.601

Tableau IV.3.10. Tableau récapitulatif des différents paramètres.

On aura donc :

V_{stat} = 2186.28 kN

0.8 × V_{stat} = 1749.024 kN

- **V_{dyn}** sera tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :
 6. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
 7. Cliquer sur "**effort réduit**".

8. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir F_x et F_y .
9. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner E_x et E_y .
10. Relever les résultats du 1^{er} étage.

Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x qui représente V_{dx} , et pour le cas 5 (E_y) on relève F_y qui représente V_{dy}

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]
5/ 1	2045,930	102,260
5/ 2	2022,373	101,825
5/ 3	1970,726	100,597
5/ 4	1873,379	97,300
5/ 5	1750,777	92,464
5/ 6	1603,316	85,884
5/ 7	1439,394	77,357
5/ 8	1253,165	66,830
5/ 9	1033,142	54,332
5/ 10	783,335	39,848
5/ 11	485,052	23,149
5/ 12	36,325	1,733
6/ 1	102,260	2251,684
6/ 2	101,455	2230,418
6/ 3	99,321	2180,414
6/ 4	94,275	2080,497
6/ 5	87,529	1961,929
6/ 6	79,317	1818,593
6/ 7	69,794	1639,069
6/ 8	58,866	1424,864
6/ 9	46,530	1183,482
6/ 10	33,382	905,952
6/ 11	19,723	558,280
6/ 12	6,051	65,301

Tableau IV.3.11. Extraction des valeurs de V à partir de Robot.

$$V_{dx} = 2045.930 \text{ kN} \rightarrow V_{dy} = 2251.684 \text{ kN}$$

$V_{dx}[\text{KN}] = 2045.930 > 0.8 \times V_{stat} = 1749.024 \text{ kN}$**la condition est vérifiée.**

$V_{dy}[\text{KN}] = 2251.684 > 0.8 \times V_{stat} = 1749.024 \text{ kN}$ **la condition est vérifiée.**

IV.3.1.4. Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) [Art 5. 10 du RPA 99 mod 2003]:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ [Art 4.4.3 du RPA 99 mod 2003]}$$

Avec : $\Delta_K = R \times \delta_K$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Les valeurs de δ_K seront tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Bouton droit, on choisit "**tableau**", puis on coche "**étage**".
2. Cliquer sur "**déplacement**".
3. Bouton droit "**filtre spécial**", décocher tout et laisser uniquement U_x et U_y , qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
4. Bouton droit "**filtre**", sélectionner U_x et U_y .
5. relever U_x pour le cas 4 (E_x) et U_y pour le cas 5 (E_y)

Suivant EX :

Etages	UX (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage : h_e (cm)	1% h_e (Cm)	Condition
TERRASSE 1	9.255	0.12	306	3.06	Vérifiée
TERRASSE	9.135	0.914	306	3.06	Vérifiée
7	8.221	0.787	306	3.06	Vérifiée
6	7.434	0.841	306	3.06	Vérifiée
5	6.593	0.877	306	3.06	Vérifiée
4	5.716	0.912	306	3.06	Vérifiée
3	4.804	0.917	306	3.06	Vérifiée
2	3.887	0.915	306	3.06	Vérifiée
1	2.972	0.856	306	3.06	Vérifiée
RDC	2.116	1.326	504	5.04	Vérifiée
1S/SOL	0.790	0.545	306	3.06	Vérifiée
2S/SOL	0.245	0.245	306	3.06	Vérifiée

Tableau IV.3.12.déplacements relatifs selon x

Suivant EY :

Etages	UY (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage : h_e (cm)	1% h_e (cm)	Condition
TERRASSE 1	8.022	0.854	306	3.06	Vérifiée
TERRASSE	7.168	0.79	306	3.06	Vérifiée
7	6.378	0.784	306	3.06	Vérifiée
6	5.594	0.791	306	3.06	Vérifiée
5	4.803	0.784	306	3.06	Vérifiée
4	4.019	0.769	306	3.06	Vérifiée
3	3.250	0.731	306	3.06	Vérifiée
2	2.519	0.682	306	3.06	Vérifiée
1	1.837	0.599	306	3.06	Vérifiée
RDC	1.238	0.798	504	5.04	Vérifiée
1S/SOL	0.440	0.303	306	3.06	Vérifiée
2S/SOL	0.137	0.137	306	3.06	Vérifiée

Tableau IV.3.13 : déplacements relatifs selon y

IV.3.1.5. Vérification de l'effet P- Δ [Art 5.9 RPA 99 mod 2003]

D'après le RPA l'effet P- Δ peut être négligé, si à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k" $\Rightarrow \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_K : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

L'effet P- Δ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Etages	P_k	H_k (cm)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_K(x)$ (cm)	$V_k(x)$	θ_x	$\Delta_K(y)$	$V_k(y)$	θ_y
TERRASSE 1	236.124	306	0.12	36.325	0.0025	0.854	65.301	0.010
TERRASSE	4335.516	306	0.914	485.052	0.026	0.79	558.280	0.020
7	7902.157	306	0.787	783.335	0.026	0.784	905.952	0.022
6	11476.009	306	0.841	1033.142	0.030	0.791	1183.482	0.025
5	15064.491	306	0.877	1253.165	0.034	0.784	1424.864	0.027
4	18661.292	306	0.912	1439.394	0.038	0.769	1639.069	0.029
3	22274.675	306	0.917	1603.316	0.041	0.731	1818.593	0.029
2	25897.487	306	0.915	1750.777	0.044	0.682	1961.929	0.029
1	29538.698	306	0.856	1873.379	0.044	0.599	2080.497	0.028
RDC	33214.638	504	1.326	1970.726	0.0443	0.798	2180.414	0.024
1S/SOL	36716.820	306	0.545	2022.373	0.032	0.303	2230.418	0.016
2S/SOL	40486.601	306	0.245	2045.930	0.015	0.137	2251.684	0.0080

Tableau. IV.3.14: Vérification de l'effet P- Δ .

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS

V.1.1 Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Pour pouvoir procéder au ferrailage des poutres, qui sont ferrillées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS, on devra extraire de Robot le moment " M_y ", qui nous servira dans nos calculs.

En s'assurant que les résultats sont actuels (calcul lancé), on va suivre quelques étapes pour relever le moment, ces dernières sont énumérées ci-dessous :

1. Sélectionner les poutres principales ou secondaires selon celles que l'on veut ferrailer.
2. En haut de l'écran, cliquer sur "**Résultats**" puis "**Diagrammes-barres**", une fenêtre s'affiche.
3. Cliquer sur "**NTM**", puis cocher " **M_y** ".
4. Cliquer sur "**paramètres**" et les modifier selon le besoin, puis cliquer sur "**appliquer**" sans oublier de cocher "**ouvrir nouvelle fenêtre**", (les réglages effectués sont visibles dans la "figure 4").
5. Désactiver le "**croquis des profilés**" pour mieux visualiser les résultats.
6. Sélectionner le cas de charge suivant "**combinaisons**", Robot va donner les moments max en travée et sur appuis ainsi que le cas de charge correspondant à chacun d'eux (en vert c'est le moment sur appuis et en rouge c'est le moment en travée).

Relever la valeur des moments.

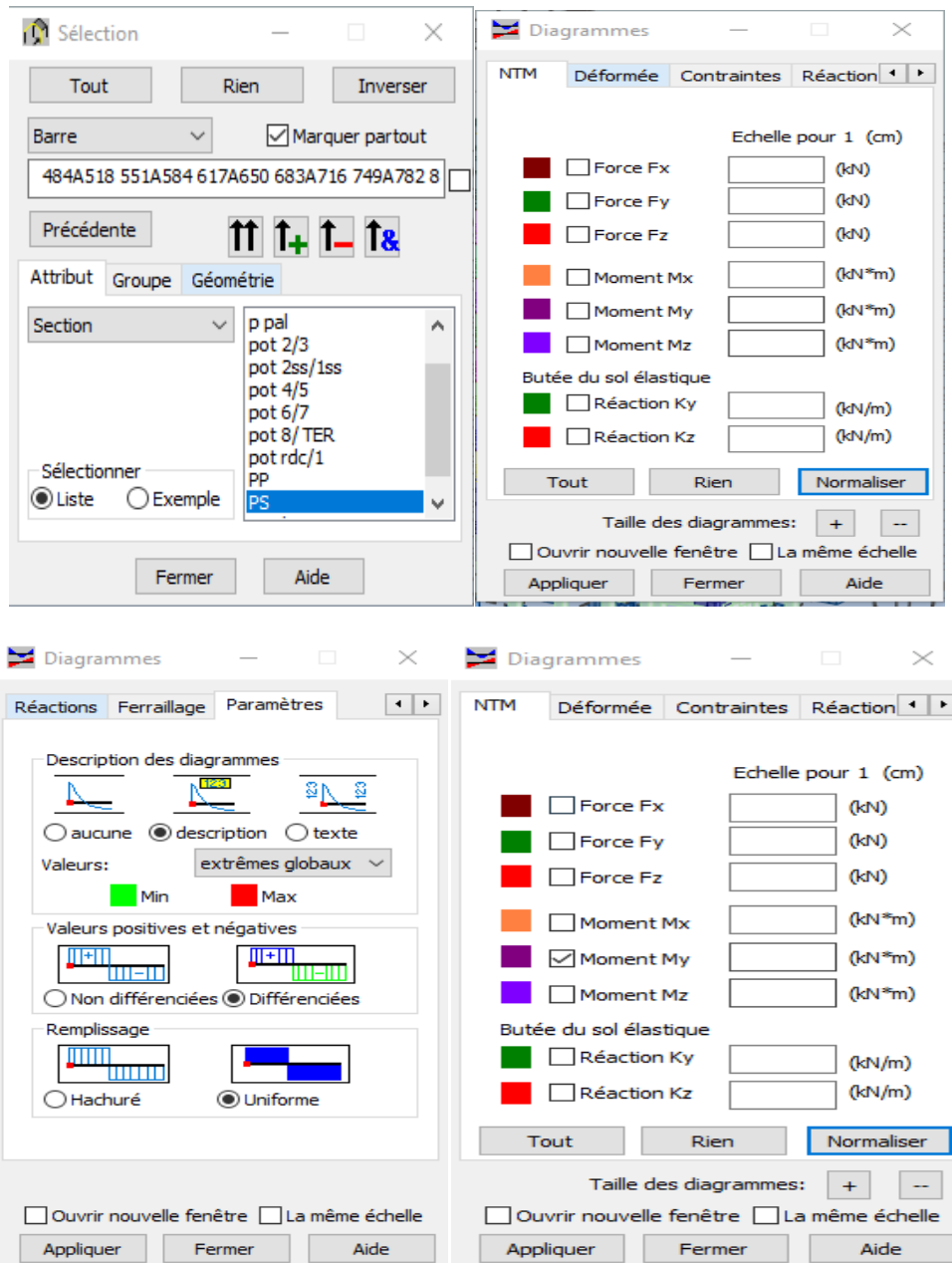


Figure. V.1.1 Extraction des valeurs M_y à partir de ROBOT.

Calcul des ferrillages :

Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier FeE400		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bc} [MPa]	γ_s	F_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau V.1.1 Extraction de σ_{max} et σ_{min}

➤ **Combinaisons considérées dans les calculs :**

- Combinaisons fondamentales [BAEL 91] :

$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q & \text{à l'ELU} \\ G + Q & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles [RPA 99 V2003] :

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

V.1.2. Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ 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.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30 × 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30 × 35)	5.25	42	63

Tableau V.1.2: Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de:40Ø en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveaux des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right);$$

- En dehors de la zone nodale : $S_{t \leq} \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.2.1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a) Exposé de la méthode de calcul :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Ast: Section d'acier inférieure (tendue) ;

Asc: Section d'acier supérieure (comprimée) ;

Mu: Moment de flexion ;

h : Hauteur de la section du béton ;

b : Largeur de la section du béton ;

d : Hauteur utile $d = h - c$;

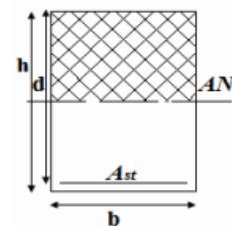
c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Deux cas peuvent se présenter lors du calcul d'une section rectangulaire :

1^{er} cas : Section simplement armée $A_c = 0$:

$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la f

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{ou bien :} \quad A_{st} = \frac{M_{ACC}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$



2^{ème} cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$:

$\mu > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivantes:

Armature tendue :

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \bar{\sigma}_{st}} \rightarrow \text{avec: } M_l = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

Armature comprimée:

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \rightarrow \text{avec: } \Delta M = M_u - M_l \text{ ou bien: } \Delta M = M_{ACC} - M_l$$

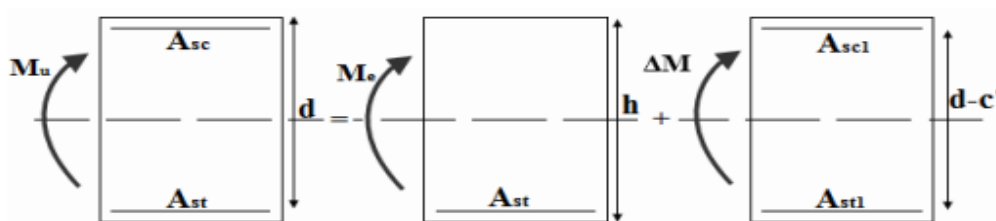


Figure V.1.2 : Section doublement armée.

a) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont résumées dans les tableaux suivants :

	Moment aux Appuis (KN.m)			Moment en Travées (KN.m)		
	ELU	ELS	ELA	ELU	ELS	ELA
Poutre principale	-102.446	-73.514	-104.258	47.957	33.724	48.160
Poutre Secondaire	-64.569	-44.832	-73.29	23.324	16.316	21.69

Tableau V.1.3 Moments max et min des poutres.

b) Ferrailage des poutres :➤ Poutres principales :- En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.16 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18.48} = 0.064 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{48.16 \times 10^3}{0.967 \times 37 \times 400} = \mathbf{3.36 \text{ cm}^2}$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{104.258 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.179 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.901$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{104.258 \times 10^3}{0.901 \times 37 \times 348} = \mathbf{8.99 \text{ cm}^2}$$

➤ Poutres secondaires :- En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.324 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{23.324 \times 10^3}{0.972 \times 32 \times 348} = \mathbf{2.16 \text{ cm}^2}$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.29 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18.48} = 0.129 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{73.29 \times 10^3}{0.930 \times 32 \times 400} = \mathbf{6.15 \text{ cm}^2}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Ferraillage des poutres principales (30×40) :**

Poutre	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	48.16	0.064	SSA	0.967	3.36	3HA14 (fil)	4.62
Aux appuis	104.258	0.179	SSA	0.901	8.99	3HA14 (fil) +3HA14 (chap)	9.24

Tableau. V.1.4 Ferraillage des poutres principales

• **Ferraillage des poutres secondaires (30×35) :**

Poutre	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	23.324	0.054	SSA	0.972	2.16	3HA14 (fil)	4.62
Aux appuis	73.29	0.129	SSA	0.930	6.15	3HA14 (fil) +3HA12 (chap)	8.01

Tableau V.1.5 : Ferraillage des poutres secondaires.

V.1.3. Vérifications à l'ELU :

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.

		A_{st}		A_{min}	Vérifications
Poutres principales (30×40)	En travée	4.62	13.86	6	CV
	Aux appuis	9.25			CV
Poutres secondaires (30×35)	En travée	4.62	12.63	5.25	CV
	Aux appuis	8.01			CV

Tableau V.1.6 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

	Calcul de S_t (cm)			$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferraillage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [10 ; 14.4]	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1.35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8.75;14.4]	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.35	

Tableau V.1.7 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

a) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : T_u^{\max} = Effort tranchant max à l'ELU;

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
	T_{\max}						
Principales	T_{\max}	144.864	30	37	1.30	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	84.782	30	32	0.88	3.33	Condition vérifiée

Tableau V.1.8: Vérification au cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (Cm)	d (Cm)	f _{c28} (MPa)	T _u (KN)	Observation
	T _{max}						
Principales	T _{max}	144.864	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires	T _{max}	84.782	30	32	25	576	Condition vérifiée

Tableau V.1.9: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \rightarrow \text{avec: } M_u \text{ en valeur algébrique..}$$

$$\text{Si: } \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \rightarrow \text{la vérification n'est pas vérifiée.}$$

- Pour les poutres principales :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 144.864 - \frac{104.258}{0.9 \times 0.37} = -168.22 < 0$$

- Pour les poutres Secondaires :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 84.782 - \frac{73.29}{0.9 \times 0.32} = -169.70 < 0$$

⇒ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient de scellement **HA**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{144.864 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 263.76} = 1.65 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow **La condition est vérifiée**

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (6 \times 3.14 \times 14) + (6 \times 3.14 \times 12) = 244.92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{84.782 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 244.92} = 1.20 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow **La condition est vérifiée**

e) Encreage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les \varnothing_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{12} : $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encreage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \varnothing_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$ / on opte pour $L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{12} : $L_a = 16.93 \text{ cm}$ / on opte pour $L_a = 20 \text{ cm}$

V.1.4. Vérifications à L'ELS :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{CNF}$

Avec :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e}$$

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

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	4.62	1.34	Condition vérifiée
	Aux appuis	9.24	1.34	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	4.62	1.16	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01	1.16	Condition vérifiée

Tableau V.1.10 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm} \\ f_{Robot} = 0.014 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{Robot} = 0.014 \text{ cm} < \bar{f} = 0.92 \text{ cm}$$

\Rightarrow la condition est vérifiée

- Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm} \\ f_{Robot} = 0.093 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{Robot} = 0.093 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

c) **Vérification des contraintes :**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS}$$

$$\text{Avec: } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

Extrêmes globaux des moments à l'ELS

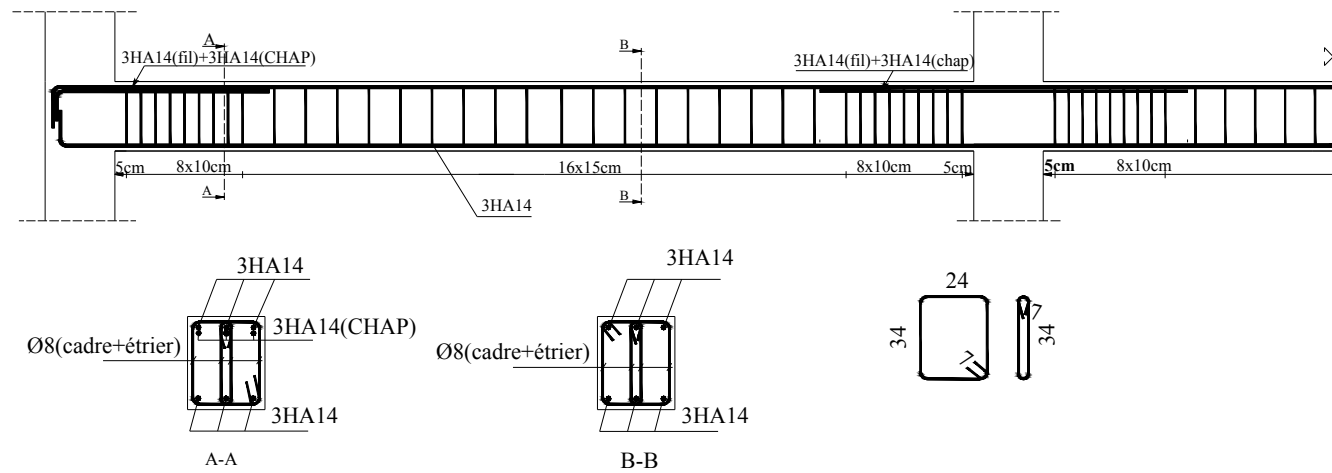
Poutres		Moments (KN.m)		Elément	Combinaison	Situation
Poutres principales	Travée	M _{st}	33.724	483	ELS	Courante
	Appuis	M _{sa}	- 73.514	1143	ELS	Courante
Poutres Secondaires	Travée	M _{st}	16.316	1079	ELS	Courante
	Appuis	M _{sa}	-44.832	1079	ELS	Courante

Tableau V.1.11 : Extrêmes globaux des moments à l'ELS.

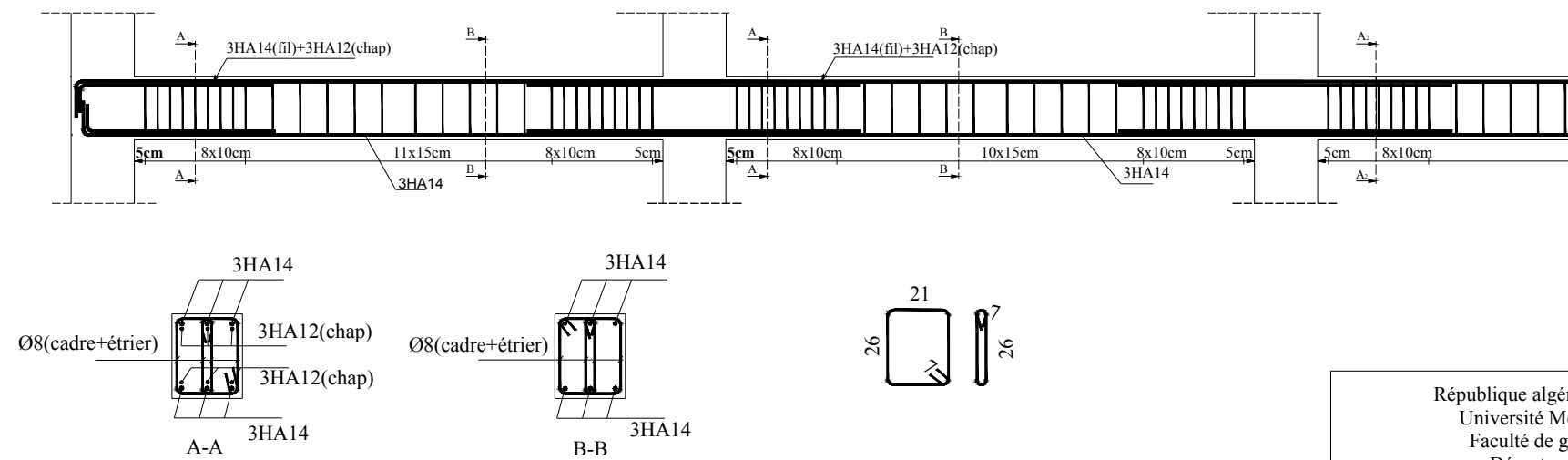
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P.	Travée	33.724	0.418	0.901	35.50	4.62	37	218.97	348	C.V.	6.16	15	C.V.
	Appuis	- 73.514	0.832	0.868	23.37	9.24	37	247.73	348	C.V.	10.60	15	C.V.
P.S	Travée	16.316	0.483	0.895	32.62	4.62	32	123.31	348	C.V.	3.78	15	C.V.
	Appuis	-44.832	0.831	0.870	23.46	8.01	32	201.04	348	C.V.	8.57	15	C.V.

Ferrailage des poutres principales:



Ferrailage des poutres secondaires:



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par: Mr Nait Larbi Amar Melle Ouanes Melissa	Ferrailages des poutres	Echelle:1/
Dirigé par:	Mr Ait Aider	2020/2021

V. 2.1. Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extraits à partir de logiciel (ROBOT), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

Pour les moments correspondants on prendra le max de M_y et M_z ; quand à l'effort N il correspond à F_x dans Robot.

➤ **Procédure avec Robot :**

1. Bouton droit "**tableau**", cliquer sur "**effort**".
2. Filtrer les poteaux en choisissant ceux loin des voiles et ce pour chaque section de poteaux.
3. Choisir le "**cas de charge**" suivant "**combinaisons**".
4. Relever les valeurs citées précédemment.

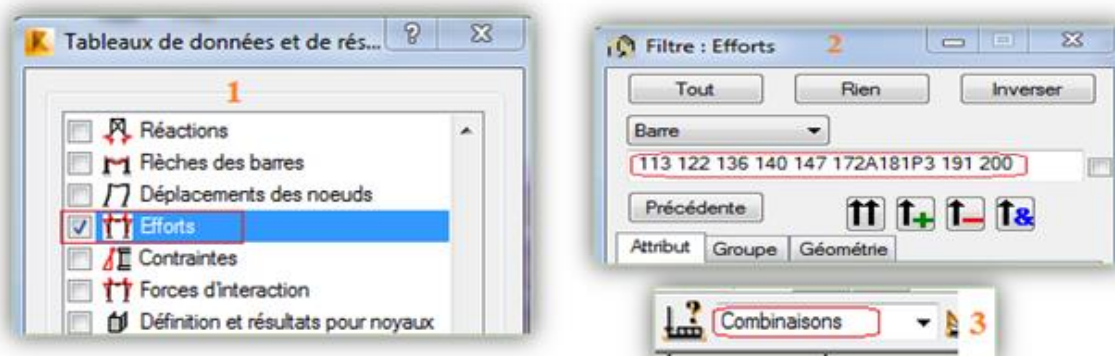


Figure V. 2.1 : extraction de N et M à partir de ROBOT.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle :

Situation	θ	Béton			Aciers		
		γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	$F_{bu}(\text{MPa})$	$F_c(\text{MPa})$	γ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	0.85	1.5	25	14.2	400	1.15	348
Accidentelle	1	1.15	25	18.48	400	1	400

V.2.2. Combinaison de calcul :

Les combinaisons d’actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données

D’après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 91 modifié 99 comme suite :

- Situation durable à l’ELU selon BAEL91modifiée 99 : $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots(1)$
- Situation accidentelle (article 5.2) selon le RPA99version 2003 :
- $G + Q \pm E \dots\dots\dots(2)$
- $0.8 G \pm E \dots\dots\dots(3)$
-

V.2.3. Recommandation du RPA 99version 2003 :

- **Armatures longitudinales**

D’après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1) :

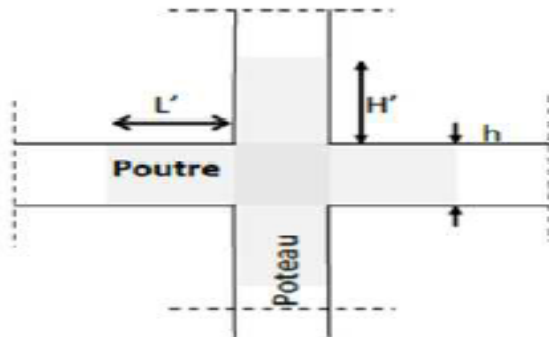
- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:
- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{\min} = 0.008 \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\min} = 0.008 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{\min} = 0.008 \times b \times h$ (cm ²)
Poteaux (50×55)	22	165	110
Poteaux (50×50)	20	150	100
Poteaux (45×45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40×40)	12.8	96	64
Poteaux (35×35)	9.8	73.5	49
Poteaux (30×30)	7.2	54	36

Tableau V.2.1 Armatures longitudinales des poteaux recommandées par le RPA.

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L$ en zone **IIa**
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25 cm en zone **IIa**.

Délimitation de la zone nodale :



$$h' = \{h_c/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\}$$

Pour:

- Les poteaux (50×55) : $h' = \{306/6 ; 55 ; 60\} = 60$ cm
- Les poteaux (50×50) : $h' = \{504/6 ; 50 ; 60\} = 84$ cm
- Les poteaux (45×45) : $h' = \{306/6 ; 45 ; 60\} = 60$ cm
- Les poteaux (40×40) : $h' = \{306/6 ; 40 ; 60\} = 60$ cm
- Les poteaux (35×35) : $h' = \{306/6 ; 35 ; 60\} = 60$ cm
- Les poteaux (30×30) : $h' = \{306/6 ; 30 ; 60\} = 60$ cm

$$L' = 2 \times h$$

Pour les poutres (30×40) : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

V.2.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

– **Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :

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

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

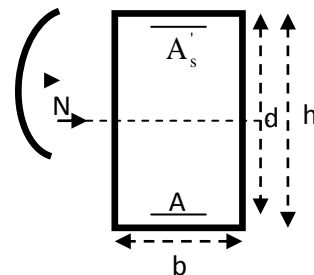
Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.



$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec: $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

➤ **1^{er} cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \rightarrow \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

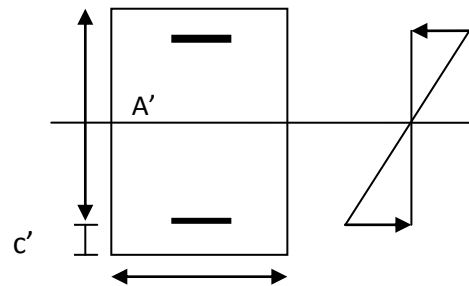
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$



b- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left[0.337h - 0.81 \frac{c}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

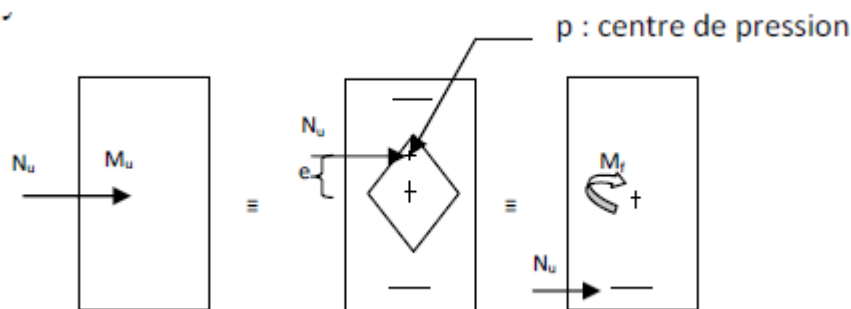


Figure .V.2.2: Schéma de calcul en flexion composée (SEC).

➤ **1er cas :**

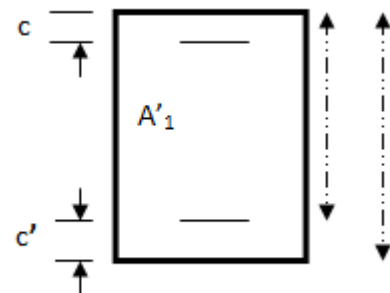
Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée.

$A_2 > 0$ et $A_1' > 0$

– **La section d'armature :**

$$A_1' = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$



➤ **2^{ème} cas :**

Si $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$ → la section est simplement armée.

$A_2 > 0$ et $A_1' = 0$

$$A_2 = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [kN]	M [kN.m]
Sous-sol 2 ; Sous-sol 1	50 × 55	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	2353.92	3.01
		N ^{min} – M ^{corres}	0.8G-EX	-429.781	3.20
		N ^{corres} – M ^{max}	G+Q-EX	67.775	86.024
RDC et 1 ^{er} étage	50 × 50	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	1822.653	1.405
		N ^{min} – M ^{corres}	0.8G-EX	-368.255	7.063
		N ^{corres} – M ^{max}	G+Q-EX	63.884	93.41
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45 × 45	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	1437.74	0.277
		N ^{min} – M ^{corres}	0.8G-EX	-115.603	1.784
		N ^{corres} – M ^{max}	G+Q-EX	56.834	80.758
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40 × 40	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	1024.70	0.669
		N ^{min} – M ^{corres}	0.8G-EX	-17.858	1.215
		N ^{corres} – M ^{max}	G+Q-EX	47.704	73.552
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35 × 35	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	623.414	0.909
		N ^{min} – M ^{corres}	0.8G-EX	23.702	1.049
		N ^{corres} – M ^{max}	G+Q-EX	19.085	62.543
8 ^{ème} étage, terrasse	30 × 30	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	253.365	0.897
		N ^{min} – M ^{corres}	0.8G-EX	3.714	0.961
		N ^{corres} – M ^{max}	G+Q-EX	12.344	61.458

Tableau V.2.2 : Efforts internes dans les poteaux.

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- Zone 1 : sous-sol 2 + sous-sol 1.
- Zone 2 : RDC + 1^{er} étage.
- Zone 3 : 2^{ème} + 3^{ème} étage.
- Zone 4 : 4^{ème} + 5^{ème} étage.
- Zone 5 : 6^{ème} + 7^{ème} étage.
- Zone 6 : 8^{ème} + terrasse.

➤ Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **EXPERT** ».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	N [kN]	M [kN.m]	Nature	A_{inf} [cm ²]	A_{sup} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferraillage	$A_{adopté}$ [cm ²]
Sous-sol 2 ; Sous-sol 1	50 × 55	$N^{max} - M^{corres}$	2353.92	3.01	SEC	9.7	9.7	22	12HA16	24.12
		$N^{min} - M^{corres}$	-429.781	3.20	SEC					
		$N^{corres} - M^{max}$	67.775	86.024	SPC					
RDC et 1 ^{er} étage	50 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	1822.653	1.405	SEC	9.8	9.8	20	8HA16+4HA14	22.24
		$N^{min} - M^{corres}$	-368.255	7.063	SEC					
		$N^{corres} - M^{max}$	63.884	93.41	SPC					
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	1437.74	0.277	SEC	6.4	6.4	16.2	4HA16+8HA14	17.09
		$N^{min} - M^{corres}$	-115.603	1.784	SEC					
		$N^{corres} - M^{max}$	56.834	80.758	SPC					
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	1024.70	0.669	SEC	5.4	5.4	12.8	4HA14+8HA12	13.56
		$N^{min} - M^{corres}$	-17.858	1.215	SEC					
		$N^{corres} - M^{max}$	47.704	73.552	SPC					
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	623.414	0.909	SEC	5.7	5.7	9.8	4HA14+4HA12	10.68
		$N^{min} - M^{corres}$	23.702	1.049	SEC					
		$N^{corres} - M^{max}$	19.085	62.543	SPC					
8 ^{ème} étage, terrasse	30 × 30	$N^{max} - M^{corres}$	253.365	0.897	SEC	7	7	7.2	8HA12	9.05
		$N^{min} - M^{corres}$	3.714	0.961	SPC					
		$N^{corres} - M^{max}$	12.344	61.458	SPC					

V.2.5. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Selon BAEL91 modifier 99 (Art A8.1.3)**

• **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t > \frac{\phi_l}{3} \quad (\text{Selon BAEL91 modifier 99/Art A8.1.3})$$

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit: $\phi_t > 8 \text{ mm}$

Avec :

ϕ_l : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c}$$

Avec :

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

H_e : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

- **Espacement des armatures transversales « S_t » Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale

$$S_t \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{Longitudinale}$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = \min (12; 15 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante

$$S_t \leq 15 \phi_1$$

$$S_t \leq 15 \phi_1 = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec : $\phi_L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

- **Coefficient correcteur « ρ »** : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5$$

- Calcul d'élanement géométrique :

Section des poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	L _r =0.7L ₀ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	Coefficient correcteur « ρ »
(50×55)	3.06	2.142	4.284	3.75
(50×50)	5.04	3.528	7.056	2.5
(45×45)	3.06	2.142	4.76	3.75
(40×40)	3.06	2.142	5.355	2.5
(35×35)	3.06	2.142	6.12	2.5
(30×30)	3.06	2.142	7.14	2.5

Tableau V.2.3 des valeurs de l'élanements géométrique λ_g .

Niveau	Section (cm2)	Effort tranchant Max à l'ELU (kN)	Effort tranchant Max à l'ELS (kN)
Sous-sol 2+ Sous-sol1	Zone 1 (50×55)	64.367	44.808
Du RDC au 1 ^{er} étage	Zone 2 (50×50)	39.908	27.979
Du 2 ^{ème} au 3 ^{ème} étage.	Zone 3 (45×45)	20.93	14.725
Du 4 ^{ème} au 5 ^{ème} étage.	Zone 4 (40×40)	20.648	14.586
Du 6 ^{ème} au 7 ^{ème} étage.	Zone 5 (35×35)	19.483	13.798
8 ^{ème} + terrasse.	Zone 6 (30×30)	12.917	8.576

Poteau (30×30) (étage 8+terrasse) :

$$\lambda_g = 7.14 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu =12.917 kN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 12.917}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 26.91 \text{ mm}^2$$

En zone courante: $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 12.917}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 40.365 \text{ mm}^2$$

Poteau (35×35) (étage 6-7)

$$\lambda_g = 6.12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 19.483 kN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 19.483}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 34.79 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 19.483}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 51.18 \text{ mm}^2$$

Poteau (40×40) (étage 4-5)

$$\lambda_g = 5.355 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 20.648 kN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 20.648}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 32.26 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 20.648}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 48.39 \text{ mm}^2$$

Poteau (45×45) (étage 2-3)

$$\lambda_g=4.76 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 20.93 kN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{3.75 \times 20.93}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 43.60 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{3.75 \times 20.93}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 65.40 \text{ mm}^2$$

Poteau (50×50) (étage RDC-1)

$$\lambda_g=7.056 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 39.908 kN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{2.5 \times 39.908}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 49.88 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{2.5 \times 39.908}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 74.82 \text{ mm}^2$$

Poteau (50×55) (étage 2-3)

$$\lambda_g=4.284 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

Vu: L'effort tranchant max Vu = 64.367 kN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{3.75 \times 64.367}{550 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 109.71 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_c} \times S_t = \frac{3.75 \times 64.367}{550 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 164.57 \text{ mm}^2$$

V.2.6. Vérifications à l'ELU

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)**

$A_t / b.S_t$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%
- si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%
- si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

Poteaux	λ_g	$\frac{A_t}{b \times S_t}$ (%)	Zones	$A_{min} = \% \times b \times S_t$ (cm ²)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choi} (cm ²)	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
(50×55)	4.284	0.48%	Nodale	2.4	1.09	6Ø 8 =3.01	Cv
			Courante	3.6	1.64	6Ø 10 =4.71	Cv
(50×50)	7.056	0.3%	Nodale	1.5	0.498	6Ø 8 =3.01	Cv
			Courante	2.25	0.748	6Ø 8 =3.01	Cv
(45×45)	4.76	0.36%	Nodale	1.62	0.436	6Ø 8 =3.01	Cv
			Courante	2.43	0.654	6Ø 8 =3.01	Cv
(40×40)	5.355	0.3%	Nodale	1.20	0.322	6Ø 8 =3.01	Cv
			Courante	1.80	0.483	6Ø 8 =3.01	Cv
(35×35)	6.12	0.3%	Nodale	1.05	0.347	4Ø 8 =2.01	Cv
			Courante	1.575	0.511	4Ø 8 =2.01	Cv
(30×30)	7.14	0.3%	Nodale	0.90	0.269	4Ø 8 =2.01	Cv
			Courante	1.35	0.403	4Ø 8 =2.01	Cv

Conclusion:

D'après le tableau ci-dessus, $A_{\min} < A_{\text{choi}}$

- Les armatures longitudinales des poteaux (**du 6^{ème} au 8^{ème} étage + terrasse**) seront encadrées avec un cadre de **HA8** de sections transversales (**4HA8 = 2.01 cm²**) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les poteaux (**sous-sol 2+sous-sol 1**) seront encadrées avec un cadre de **HA8** sections transversales (**6HA8 = 3.01 cm²**) dans la zone nodale et (**6HA10 = 4.71 cm²**) dans la zone courante.
- Les poteaux (**RDC et du 1^{er} au 5^{ème} étage**) seront encadrées avec un cadre de (**6HA8 = 3.01 cm²**) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur Droite minimum $10 \varnothing_t \text{ min} = 8 \text{ cm}$
- **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varnothing_l$

Pour les **HA12** : $L = 40 \times \varnothing_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Pour les **HA14** : $L = 40 \times \varnothing_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les **HA16** : $L = 40 \times \varnothing_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

- **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)**

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

Et : $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

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

$$\tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{—Pour les HA12: } l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

$$\text{—Pour les HA14: } l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$-\text{Pour les HA16: } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)**

$$\text{on doit vérifier que: } \tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

poteaux	V_u	b	d	λ_g	ρ_d	τ_b	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
(50×55) sous-sol 2 + sous-sol 1	64.367	50	52	4.284	0.04	0.247	1	Cv
(50×50) RDC + 1 ^{er} étage	39.909	50	47	7.056	0.075	0.169	1.875	Cv
(45×45) du 2 ^{ème} au 3 ^{ème} étage	20.93	45	42	4.76	0.04	0.110	1	Cv
(40×40) du 4 ^{ème} au 5 ^{ème} étage.	20.648	40	37	5.355	0.075	0.139	1.875	Cv
(35×35) du 6 ^{ème} au 7 ^{ème} étage.	19.483	35	32	6.12	0.075	0.174	1.875	Cv
(30×30) 8 ^{ème} étage + terrasse	12.917	30	27	7.14	0.075	0.159	1.875	Cv

V.2.7. Vérification à L'ELS➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Condition de non fragilité**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s > A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_c} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec : A_{\min} : section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_c : contrainte limite élastique des aciers

e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

Section	Effort normal $N_s \ll \text{kN} \gg$	Moment $M_s \ll \text{kN.m} \gg$	e_s $\ll \text{m} \gg$	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)	observation
Zone 1 (50×55)	$N_{\max}=1657.33$	$M_{\text{corr}}= 2.093$	0.0012	7.722	24.12	CV
	$N_{\min}=890.863$	$M_{\text{corr}}= 2.078$	0.0023	7.723		
	$N_{\text{corr}}=46.802$	$M_{\max}= 41.314$	0.882	8.183		
Zone 2 (50×50)	$N_{\max}=1286.05$	$M_{\text{corr}}=0.947$	0.0007	6.979	22.24	CV
	$N_{\min}= 733.99$	$M_{\text{corr}}=1.618$	0.0022	6.980		
	$N_{\text{corr}}= 12.826$	$M_{\max}= 46.236$	3.60	9.90		
Zone 3 (45×45)	$N_{\max}=1004.47$	$M_{\text{corr}}= 0.204$	0.0002	5.61	17.09	CV
	$N_{\min}=516.482$	$M_{\text{corr}}= 0.142$	0.0002	5.61		
	$N_{\text{corr}}=13.978$	$M_{\max}= 45.689$	3.26	8.02		
Zone 4 (40×40)	$N_{\max}=716.2$	$M_{\text{corr}}= 0.478$	0.0006	4.395	13.56	CV
	$N_{\min}=338.493$	$M_{\text{corr}}= 0.432$	0.0012	4.40		
	$N_{\text{corr}}=14.164$	$M_{\max}= 47.007$	3.31	6.837		
Zone 5 (35×35)	$N_{\max}=435.838$	$M_{\text{corr}}= 0.647$	0.0014	3.326	10.68	CV
	$N_{\min}=181.108$	$M_{\text{corr}}= 0.617$	0.0034	3.33		
	$N_{\text{corr}}=13.523$	$M_{\max}= 42.897$	3.17	5.60		
Zone 6 (30×30)	$N_{\max}=180.395$	$M_{\text{corr}}= 0.639$	0.0035	2.406	9.05	CV
	$N_{\min}=25.233$	$M_{\text{corr}}= 0.623$	0.024	2.412		
	$N_{\text{corr}}=25.158$	$M_{\max}= 42.518$	1.69	3.135		

Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99) :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles. $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

Section	Effort normal $N_s \ll \text{kN} \gg$	Moment $M_s \ll \text{kN.m} \gg$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
Zone 1 (50×55)	$N_{\max}=1657.33$	$M_{\text{corr}}= 2.093$	6.6	15	CV
	$N_{\min}=890.863$	$M_{\text{corr}}= 2.078$			
	$N_{\text{corr}}=46.802$	$M_{\max}= 41.314$			
Zone 2 (50×50)	$N_{\max}=1286.05$	$M_{\text{corr}}=0.947$	6.2	15	CV
	$N_{\min}= 733.99$	$M_{\text{corr}}=1.618$			
	$N_{\text{corr}}= 12.826$	$M_{\max}= 46.236$			
Zone 3 (45×45)	$N_{\max}=1004.47$	$M_{\text{corr}}= 0.204$	6.7	15	CV
	$N_{\min}=516.482$	$M_{\text{corr}}= 0.142$			
	$N_{\text{corr}}=13.978$	$M_{\max}= 45.689$			
Zone 4 (40×40)	$N_{\max}=716.2$	$M_{\text{corr}}= 0.478$	7.4	15	CV
	$N_{\min}=338.493$	$M_{\text{corr}}= 0.432$			
	$N_{\text{corr}}=14.164$	$M_{\max}= 47.007$			
Zone 5 (35×35)	$N_{\max}=435.838$	$M_{\text{corr}}= 0.647$	8.2	15	CV
	$N_{\min}=181.108$	$M_{\text{corr}}= 0.617$			
	$N_{\text{corr}}=13.523$	$M_{\max}= 42.897$			
Zone 6 (30×30)	$N_{\max}=180.395$	$M_{\text{corr}}= 0.639$	11.8	15	CV
	$N_{\min}=25.233$	$M_{\text{corr}}= 0.623$			
	$N_{\text{corr}}=25.158$	$M_{\max}= 42.518$			

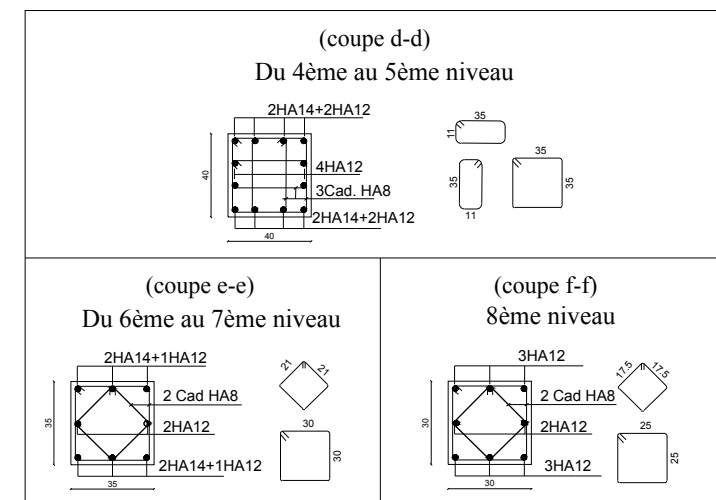
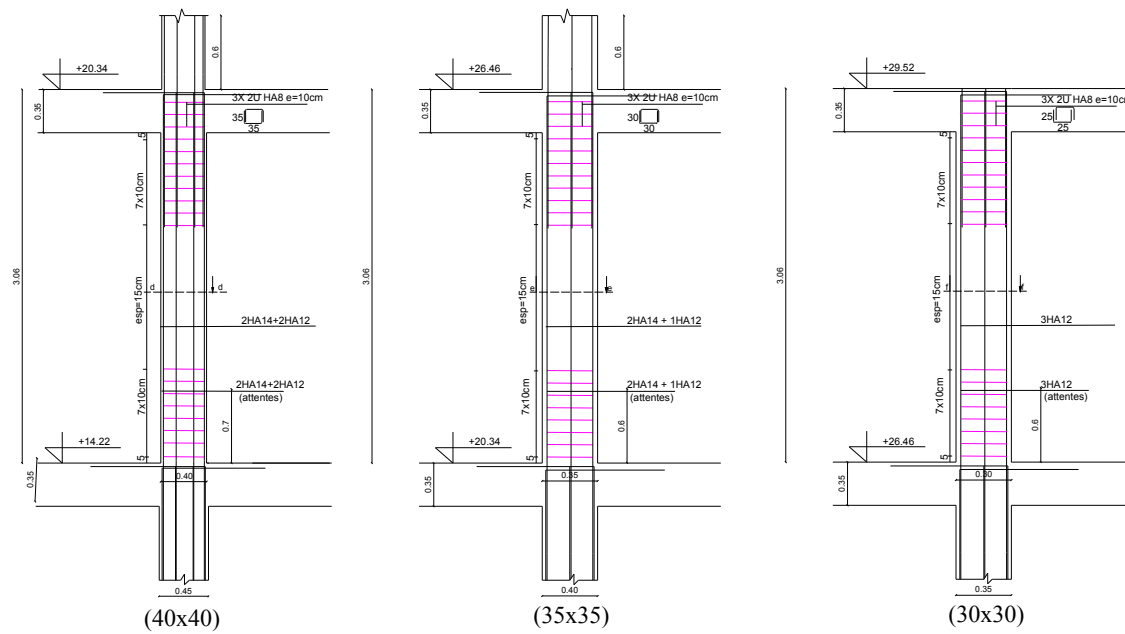
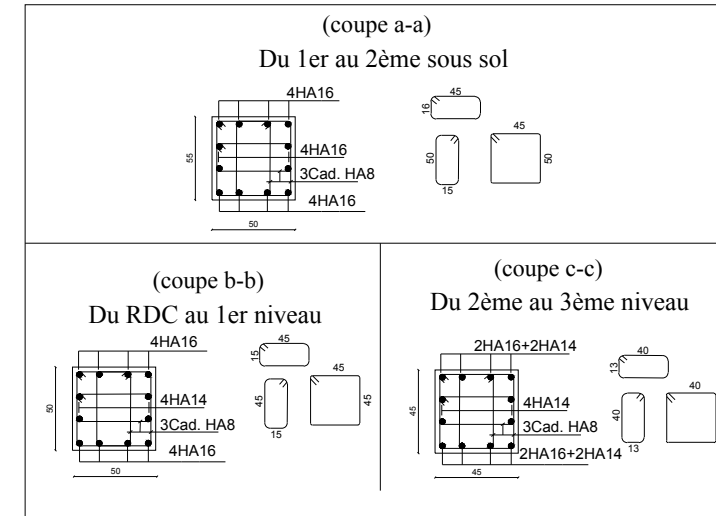
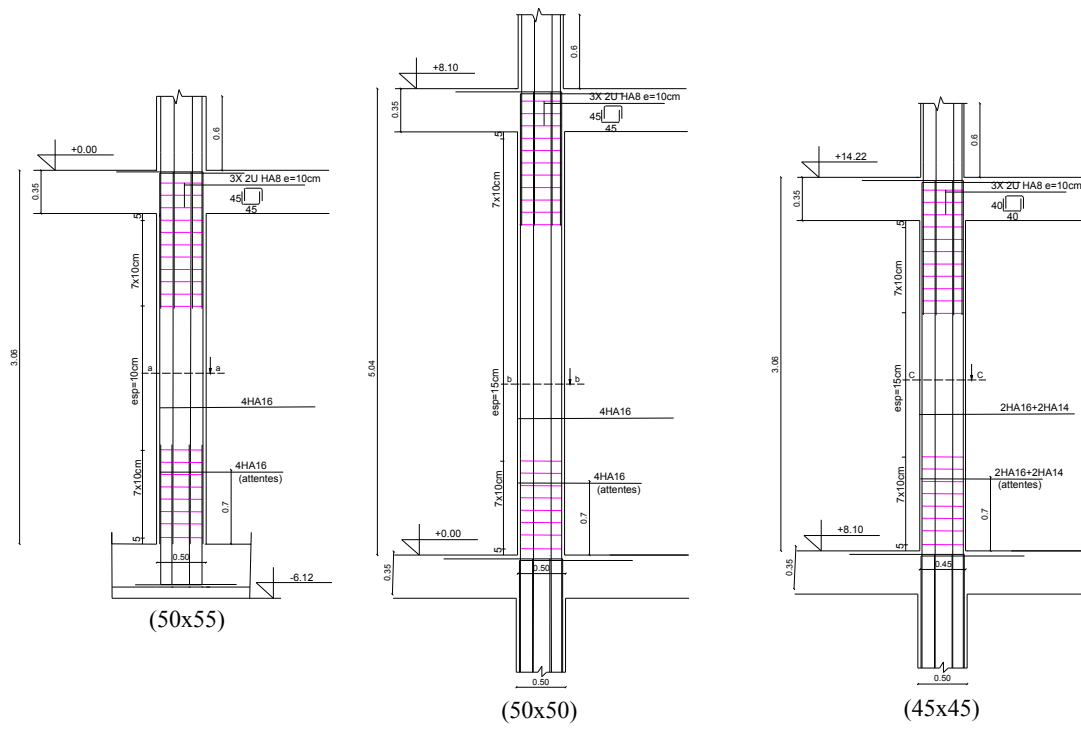
Tableau V.2.4 récapitulatif des vérifications des contraintes calculées en utilisant le logiciel [EXPERT]

VI.2.8. Conclusion

Après les calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section	Ferrailage
Sous-sol 2 + sous-sol1	(50×55)	12HA16
RDC + 1 ^{er} étage	(50×50)	8HA16+4HA14
2ème + 3ème étage	(45×45)	4HA16+8HA14
4ème +5ème étage	(40×40)	4HA14+8HA12
6ème + 7ème étage	(35×35)	4HA14+4HA12
8ème + terrasse	(30×30)	8HA12

Tableau V.2.5 : ferrailage des poteaux



Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Dirigé par:
 Mr Ait Aider

Etudié par:
 Mr Nait Larbi Amar
 Melle Ouanes Melissa

Ferraillage des poteaux

2020/2021

V.3.1.Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement réalisés en béton armé pour assurés deux fonctions principales :

- Fonction porteuse : ils assurent le transfert de charges verticales.
- Fonction de contreventement : ils assurent la stabilité sous l'action du chargement horizontal (stabiliser la structure dans les zones sismiques).

Un voile est considéré comme une console encadrée à la base sollicité en flexion composée, son ferrailage 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).
- horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur du voile et de la hauteur d'étage, vu qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux nous allons donc ferrailer par zone et ceux pour nous faciliter les calculs.

Les zones sont définies comme suit :

- Zone I : du 2^{ème} sous sol au 1^{er} sous sol.
- Zone II : du RDC au 1^{er} étages
- Zone III : du 2^{ème} étage au 3^{ème} étage.
- Zone IV : du 4^{ème} étage au 5^{ème} étage.
- Zone V : du 6^{ème} étage au 7^{ème} étage.
- Zone VI : 8^{ème} étages.

❖ **Procédure avec Robot :**

1. Sélectionner les voiles longitudinaux et transversaux selon les zones.
2. Copier les voiles sélectionnés.
3. Cliquer sur le bouton droit de la souris, puis choisir "**tableau**", puis "**résultats réduits**".
4. Choisir le "**cas de charge**" suivant : "**combinaison**".
5. Cliquer sur "**Filtres**", coller les voiles déjà sélectionnés.

Relever les valeurs des paramètres qui seront utilisés dans les calculs :

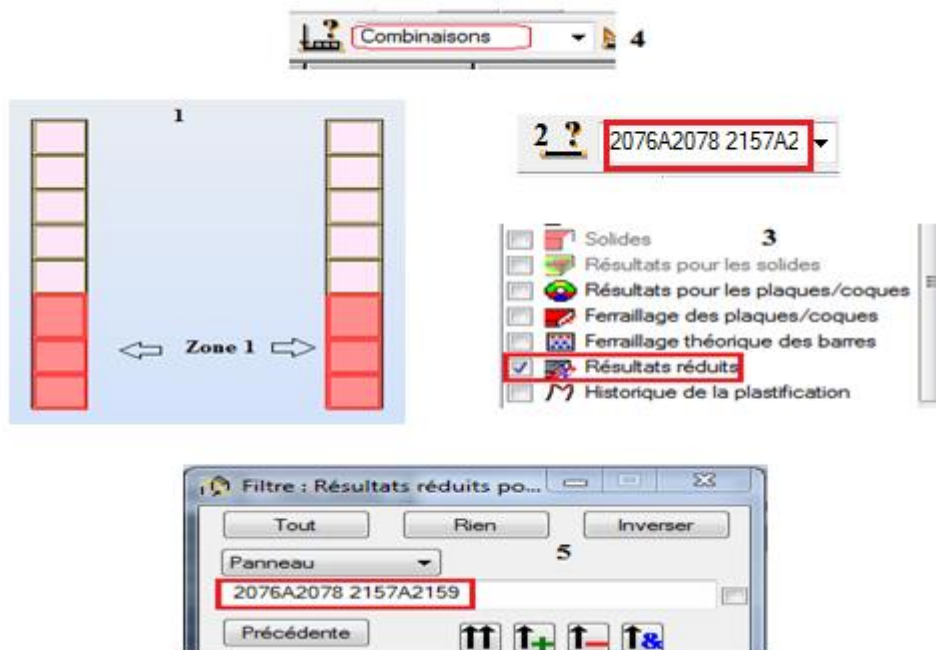


Figure.V.3.1.Extraction de σ_{max} et σ_{min}

• **Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier FeE400		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bc} [MPa]	γ_s	F_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

➤ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

$$\text{Selon le (BAEL 91 modifiée 99) : } \begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

V.3.2. Exposer de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel robot (comme déjà expliqué ci-dessus).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/mod2003]}$$

Avec :

- h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

V.3.3. Détermination des diagrammes de contrainte :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme de la contrainte	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 V.3.1: Tableau des efforts normaux

V.3.4.Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau. V.3.2 : Tableau des armatures verticales.

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémités et il doit être au plus égale à 15 cm.

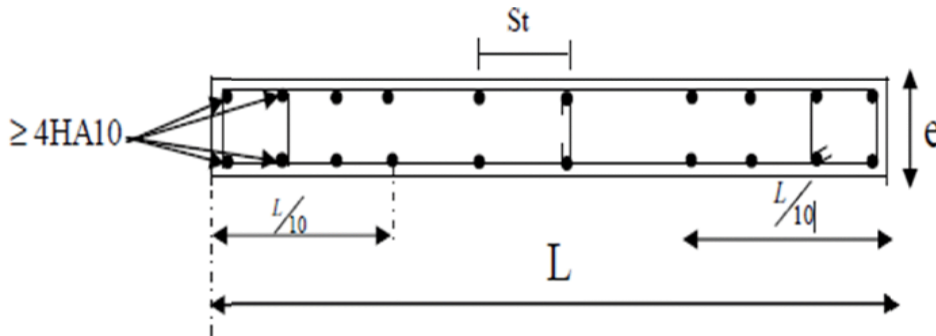


Figure. V.3.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ **Armatures minimales:**

• **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 mod99) :**

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

• **Traction simple(art A.4.2.1/ BAEL91mod99):**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$- A_{\min} \geq 0.2\%B$$

b. Armatures horizontales:

• **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : Section des armatures verticales.

• **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. (**Art 7.7.4.2 RPA99/rev2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

c. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(**Art 7.7.4.3 RPA99/rev2003**) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - $A_V \text{ et } A_H > 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.
 - $A_V \text{ et } A_H > 0.10\%B$ en zone courante.

Avec :

B:section du béton.

• **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5a \rightarrow \text{Avec : } a=25\text{cm : épaisseur du voile.} \\ S_t \leq 37.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{37.5\text{cm} , 30\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0.1a = 0.1 \times 250 = 25 \text{ mm.}$$

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

e. 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 :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.5. Les vérifications:

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_S : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.3.6. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal $L = 1 \text{ m}$ sur la zone 1.

- a. **Caractéristiques géométriques :**

L (m)	e (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1	0.25	0.25	0.02

Tableau. V.3.3 : Caractéristiques géométriques

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

- $\sigma_{\max} = 3669 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -5696 \text{ kN/m}^2$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3669}{3669 + 5696} \times 1 = 0.39 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1 - 0.39 = 0.61 \text{ m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2.71}{2}; \frac{2}{3} \times 0.39\right) = \min(1.355; 0.26) = 0.26 \text{ m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{5696 \times (0.61 - 0.26)}{0.61} = 3268.20 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5696 + 3268.20}{2} \times 0.26 \times 0.25 = 291.34 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e + \frac{3268.20}{2} \times 0.26 \times 0.25 = 106.22 \text{ kN}$$

e. Calcul des armatures verticales :**1^{ère} bande:**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{291.34}{348 \times 10^{-1}} = 8.37 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{106.22}{348 \times 10^{-1}} = 3.05 \text{ cm}^2$$

f. Les armatures de coutures;

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{199.79 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = 7.69 \text{ cm}^2$$

g. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{26 \times 25 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 26 \times 25\right)$$

$$A_{\min} = \max(3.41; 1.3) = 3.41 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 8.37 + \frac{7.69}{4} = 10.30 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 3.41 + \frac{7.69}{4} = 5.33 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=10.30 \text{ cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}16=12.06 \text{ cm}^2$	$S_t=10 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2=5.33 \text{ cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}14=9.23 \text{ cm}^2$	$S_t=15 \text{ cm}$

Tableau. V.3.4 : Ferrailage adopté.

h. Armatures horizontales :

–D’après le BAEL 91: $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.02 \text{ cm}^2$

–D’aprèsle RPA: $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 3.75 \text{ cm}^2$.

Soit : $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_H = 20 \text{ cm}$.

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :

▪ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ **La condition est vérifiée.**

$S_h = 20 \text{ cm}$ **La condition est vérifiée.**

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1537.21 \times 10^3}{0.25 \times 10^6 + 15 \times 12.06 \times 10^2} = 5.73 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée.**

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.d} = \frac{1.4 \times 199.79 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 1000} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée**

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{199.79 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 1000} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée.**

V.3.7 Calcul du ferraillage :

	Zone	I	II	III	IV	V	VI
	L (m)	1	1	1.025	1.05	1.075	1.1
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m²)	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.28
Sollicitation de calcul	T (kN)	199.79	350.55	274.58	251.44	252.44	359.08
	N_S (kN)	1537.21	1246.35	841.81	570.35	365.43	200.39
	σ_{max} (kN/m²)	3669	2177	1120	877	829	574
	σ_{min} (kN/m²)	-5696	-4180	-2622	-2340	-1931	-1942
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c	0.39	0.34	0.31	0.29	0.32	0.25
	L_t	0.61	0.66	0.715	0.76	0.755	0.85
	d₁	0.26	0.22	0.20	0.19	0.21	0.16
	d₂ = L_t - d₁	0.35	0.44	0.515	0.57	0.545	0.69
	σ₁	3268.20	2786.67	1888.57	1755	1393.90	1576.45
	N₁	291.34	191.58	112.76	97.26	87.28	70.37
	N₂	106.22	76.63	47.21	41.68	36.59	31.53
	Armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	8.37	5.50	3.24	2.79	2.76
A_{v2}/bande (cm²)		3.41	2.89	2.62	2.49	2.76	2.1
A_{vj} (cm²)		7.69	13.50	10.57	9.68	6.94	13.82
A'_{v1}/bande (cm²)		10.30	8.88	5.88	5.21	4.50	5.56
A'_{v2}/bande (cm²)		5.33	6.27	5.26	4.91	4.50	5.56
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)	3.41	2.89	2.63	2.49	2.76	2.1

Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		2×(3HA16)	2×(3HA14)	2×(3HA12)	2×(3HA12)	2×(3HA12)	2×(3HA12)
	A'v2 adopté (cm²)		2×(3HA14)	2×(3HA14)	2×(3HA12)	2×(3HA12)	2×(3HA12)	2×(3HA12)
	Choix de A (cm²)	Bande 1	12.06	9.23	6.78	6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm²)	Bande 2	9.23	9.23	6.78	6.78	6.78	6.78
	S_t ≤ min {1.5a , 30cm}		30	30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10	10	10
Bande 2		15	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales	A_H (cm²)		3.75	3.75	3.84	3.94	4.03	4.12
	A_H adopté (cm²)		4.71	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement S_t (cm)		20	20	20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles de HA8 / m ²					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1.24	2.18	1.67	1.49	1.46	2.03
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$	τ_u	0.89	1.56	1.19	1.06	1.04	1.45
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	5.73	4.72	3.11	2.11	1.30	0.69

Tableau V.3.5 : ferraillage de voile VL1.

	Zone	I	II	III	IV	V	VI
	L (m)	1.4	1.4	1.425	1.45	1.475	1.5
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m²)	0.35	0.35	0.36	0.36	0.37	0.38
Sollicitation de calcul	T (kN)	429.59	923.6	500.9	436.72	358.78	347.68
	N_S (kN)	2338.3	2091.1	1707.12	1353.3	913.28	375.8
	σ_{max} (kN/m²)	3943	2303	1197	825	640	330
	σ_{min} (kN/m²)	-7715	-5786	-4219	-3418	-2404	-1233
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c	0.47	0.40	0.31	0.28	0.24	0.32
	L_t	0.93	1	1.115	1.17	1.235	1.18
	d₁	0.31	0.27	0.21	0.19	0.17	0.21
	d₂ = L_t - d₁	0.62	0.73	0.905	0.98	1.065	0.97
	σ₁	5143.33	4223.78	3424.39	2862.94	2073.08	1013.57
	N₁	498.26	337.83	200.64	149.17	95.14	58.97
	N₂	199.30	142.55	89.89	68	40.05	26.61
	armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	14.32	9.71	5.77	4.29	2.73
A_{v2}/bande (cm²)		5.73	4.10	2.76	2.49	2.23	2.76
A_{vj} (cm²)		16.54	35.56	19.28	16.81	13.81	13.39
A'_{v1}/bande (cm²)		18.46	18.6	10.59	8.49	7.68	6.11
A'_{v2}/bande (cm²)		9.87	13	7.58	6.69	7.18	6.11
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)	4.07	3.54	2.76	2.49	2.23	2.76

Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm ²)		2×(5HA16)	2×(5HA16)	2×(5HA12)	2×(5HA12)	2×(5HA12)	2×(5HA12)
	A'_{v2} adopté (cm ²)		2×(5HA14)	2×(5HA14)	2×(5HA12)	2×(5HA12)	2×(5HA12)	2×(5HA12)
	Choix de A (cm²)	Bande 1	20.1	20.1	11.31	11.31	11.31	11.31
	Choix de A (cm²)	Bande 2	15.38	15.38	11.31	11.31	11.31	11.31
	$S_t \leq \min \{1.5a, 30\text{cm}\}$		30	30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15	15	15
Armatures horizontales	A_H (cm ²)		5.25	5.25	5.34	5.43	5.53	5.62
	A_H adopté (cm ²)		6.78	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	Espacement S_t (cm)		20	20	20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles de HA8 / m ²					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1.10	4.1	2.19	1.87	1.51	1.44
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$	τ_u	1.36	2.93	1.56	1.39	1.08	1.03
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	6.15	5.50	4.53	3.59	2.36	0.95

Tableau V.3.6 : ferraillage de voile VL2.

	Zone	I	II	III	IV	V	VI
	L (m)	2.25	2.25	2.275	2.3	2.325	2.35
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m²)	0.56	0.56	0.57	0.58	0.58	0.59
Sollicitation de calcul	T (kN)	363.807	859.62	698.9	689.2	656.75	689.4
	N_S (kN)	3122.71	2727.87	2231.37	1712.68	1092.75	376.78
	σ_{max} (kN/m²)	4677	2354	1041	796	770	551
	σ_{min} (kN/m²)	-8232	-5334	-3844	-3051	-2255	-1489
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c	0.82	0.69	0.48	0.48	0.59	0.63
	L_t	1.43	1.56	1.795	1.82	1.735	1.72
	d₁	0.55	0.46	0.32	0.32	0.39	0.42
	d₂ = L_t - d₁	0.88	1.1	1.475	1.5	1.345	1.3
	σ₁	5065.85	3761.15	3158.72	2514.56	1748.11	1125.41
	N₁	914.23	522.97	280.11	222.62	195.15	137.26
	N₂	348.28	216.27	126.35	100.58	85.22	59.08
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	26.27	15.03	8.05	6.40	5.61	5.51
	A_{v2}/bande (cm²)	10	6.21	4.20	4.2	5.12	5.51
	A_{vj} (cm²)	14.01	33.10	26.91	28.43	25.28	26.54
	A'_{v1}/bande (cm²)	29.77	23.30	14.78	13.51	11.93	12.15
	A'_{v2}/bande (cm²)	13.50	14.49	10.93	11.31	11.44	12.15
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)	7.22	6.04	4.2	4.2	5.12	5.51

Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm ²)		2×(8HA16)	2×(8HA14)	2×(8HA12)	2×(8HA12)	2×(8HA12)	2×(8HA12)
	A'_{v2} adopté (cm ²)		2×(5HA14)	2×(5HA14)	2×(5HA14)	2×(5HA14)	2×(5HA14)	2×(5HA14)
	Choix de A (cm²)	Bande 1	32.16	24.62	18.1	18.1	18.1	18.1
	Choix de A (cm²)	Bande 2	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39
	$S_t \leq \min \{1.5a, 30\text{cm}\}$		30	30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8	8	8
		Bande 2	15	15	15	15	15	15
Armatures horizontales	A_H (cm ²)		3.3	4.125	5.53	5.625	5.04	4.875
	A_H adopté (cm ²)		6.78	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
	Espacement S_t (cm)		20	20	20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles de HA8 / m ²					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1	2.37	1.91	1.86	1.76	1.82
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$	τ_u	0.72	1.70	1.36	1.33	1.25	1.30
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	5.13	4.57	3.74	2.82	1.80	0.61

Tableau V.3.7 : ferraillage de voile VL3.

	Zone	I	II	III	IV	V	VI
	L (m)	4.05	4.1	4.15	4.2	4.25	4.3
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m ²)	1.01	1.03	1.04	1.05	1.06	1.08
Sollicitation de calcul	T (kN)	531.16	670.17	444.22	306.04	289.04	428.66
	N _S (kN)	3736.08	3276.48	2706.41	2080.45	1360.61	531.64
	σ _{max} (kN/m ²)	3955	3057	1720	970	446	434
	σ _{min} (kN/m ²)	-6178	-5044	-3377	-2232	-1289	-1192
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c	1.58	1.55	1.40	1.27	1.09	1.15
	L _t	2.47	2.55	2.75	2.93	3.16	3.15
	d ₁	1.05	1.03	0.93	0.85	0.72	0.76
	d ₂ = L _t - d ₁	1.42	1.52	1.82	2.08	2.44	2.39
	σ ₁	3551.72	3006.62	2234.96	1584.49	995.30	904.41
	N ₁	1277.02	1036.52	652.39	405.50	205.59	199.16
	N ₂	466.16	387.10	259.81	168.35	89.58	85.92
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	36.70	29.79	18.75	11.65	9.45	9.78
	A _{v2} /bande (cm ²)	13.78	13.52	12.21	11.16	9.45	9.78
	A _{vj} (cm ²)	20.45	25.80	17.10	11.78	11.13	16.50
	A' _{v1} /bande (cm ²)	41.81	36.24	23.03	14.60	12.23	13.91
	A' _{v2} /bande (cm ²)	18.89	19.97	16.49	14.11	12.23	13.91
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	13.78	13.52	12.21	11.16	9.45	9.78

Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm ²)		2×(11HA16)	2×(11HA16)	2×(11HA12)	2×(11HA12)	2×(11HA12)	2×(11HA12)
	A'_{v2} adopté (cm ²)		2×(8HA14)	2×(8HA14)	2×(8HA12)	2×(8HA12)	2×(8HA12)	2×(8HA12)
	Choix de A (cm²)	Bande 1	43.98	43.98	28.14	15.84	15.84	15.84
	Choix de A (cm²)	Bande 2	24.61	24.61	18.1	18.1	18.1	18.1
	$S_t \leq \min \{1.5a, 30\text{cm}\}$		30	30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20	20	20
Armatures horizontales	A_H (cm ²)		15.18	15.37	15.56	15.75	15.93	16.12
	A_H adopté (cm ²)		18.01	18.01	18.01	18.01	18.01	18.01
	choix de la section		2×(8HA12)	2×(8HA12)	2×(8HA12)	2×(8HA12)	2×(8HA12)	2×(8HA12)
	Espacement S_t (cm)		15	15	15	15	15	15
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles de HA8 / m ²					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	0.82	1.02	0.67	0.45	0.42	0.62
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$	τ_u	0.58	0.73	0.47	0.32	0.30	0.44
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	3.47	2.99	2.50	1.94	1.25	0.48

Tableau V.3.8 : ferraillage de voile VT1.

	Zone	I	II	III	IV	V	VI
	L (m)	2.025	2.05	2.075	2.1	2.125	2.15
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m²)	0.51	0.51	0.52	0.52	0.53	0.54
Sollicitation de calcul	T (kN)	220.43	564.89	285.04	308.38	195.81	179.34
	N_S (kN)	3590.15	2772.32	2204.69	1688.26	1094.52	426.92
	σ_{max} (kN/m²)	3063	1932	911	632	486	410
	σ_{min} (kN/m²)	-6763	-5039	-3711	-2839	-1830	-987
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	L_c	0.63	0.57	0.41	0.38	0.45	0.63
	L_t	1.395	1.48	1.665	1.72	1.675	1.52
	d₁	0.42	0.38	0.27	0.25	0.3	0.43
	d₂ = L_t - d₁	0.975	1.1	1.395	1.47	1.375	1.1
	σ₁	4726.83	3745.20	3109.22	2426.35	1502.24	714.28
	N₁	603.22	417.25	230.18	164.54	124.96	91.44
	N₂	248.16	177.90	104.94	75.82	56.33	38.39
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	17.33	11.99	6.61	4.73	3.94	5.64
	A_{v2}/bande (cm²)	7.13	5.11	3.54	3.28	3.94	5.64
	A_{vj} (cm²)	8.49	21.75	10.97	11.87	7.54	6.90
	A'_{v1}/bande (cm²)	19.45	17.43	9.35	7.70	5.83	7.37
	A'_{v2}/bande (cm²)	9.25	10.55	6.28	6.25	5.83	3.37
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)	5.51	4.99	3.54	3.28	3.94	5.64

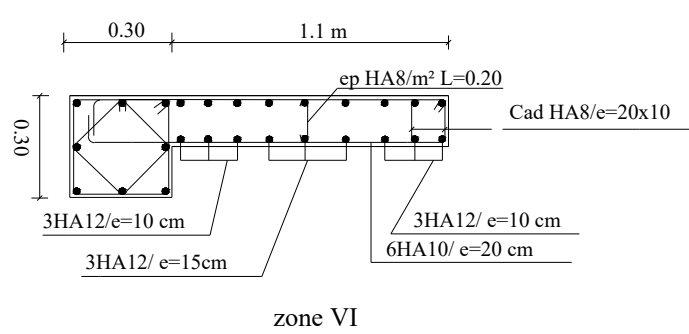
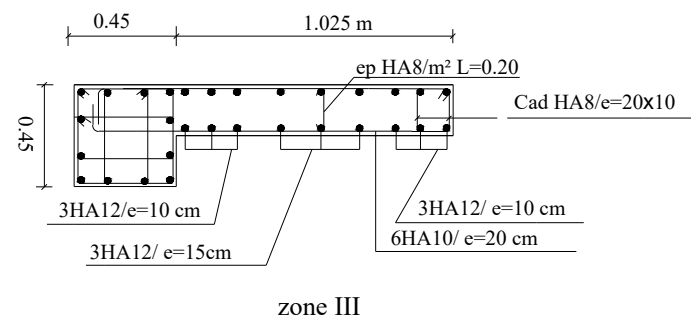
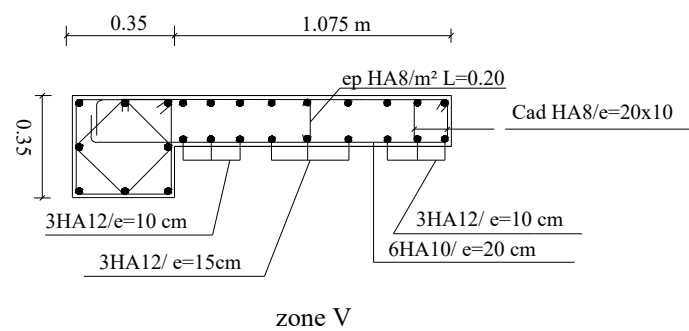
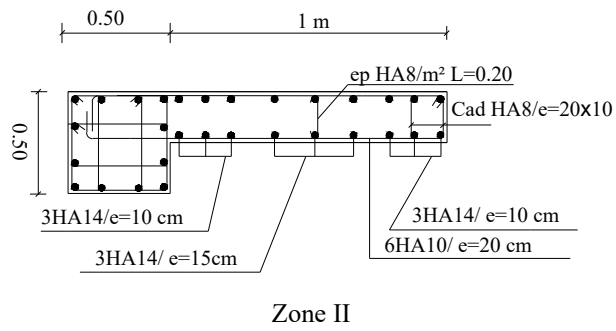
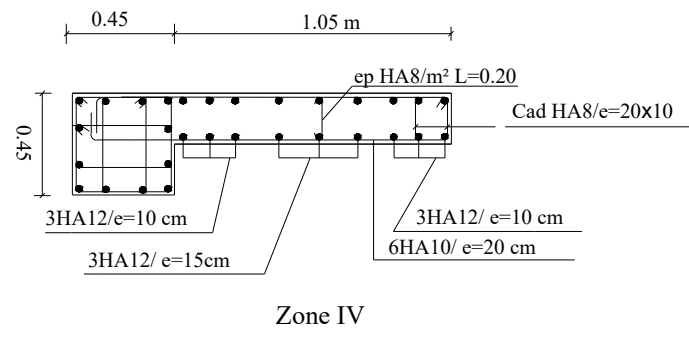
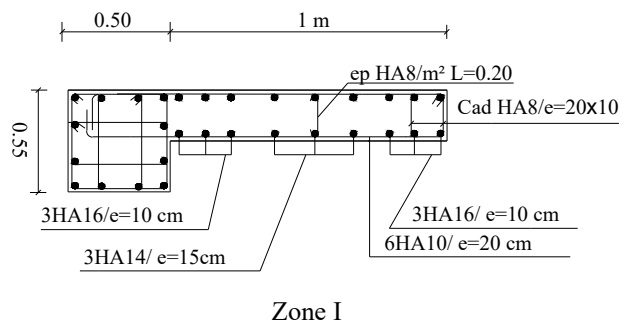
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adoptée (cm ²)		2×(5HA16)	2×(5HA16)	2×(5HA12)	2×(5HA12)	2×(5HA12)	2×(5HA12)
	A'_{v2} adoptée (cm ²)		2×(5HA14)	2×(5HA12)	2×(5HA12)	2×(5HA12)	2×(5HA12)	2×(5HA12)
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	20.1	20.1	11.31	11.31	11.31	11.31
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	15.39	11.31	11.31	11.31	11.31	11.31
	$S_t \leq \min \{1.5a, 30\text{cm}\}$		30	30	30	30	30	30
	Espace ment (cm)	Bande 1	10	10	10	10	10	10
Bande 2		20	20	20	20	20	20	
Armatures horizontales	A_H (cm ²)		7.59	7.68	7.78	7.87	7.96	8.06
	A_H adopté (cm ²)		9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
	choix de la section		2×(6HA10)	2×(6HA10)	2×(6HA10)	2×(6HA10)	2×(6HA10)	2×(6HA10)
	Espace ment S_t (cm)		20	20	20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles de HA8 / m ²					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	0.68	1.71	0.85	0.91	0.57	0.52
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$	τ_u	0.48	1.22	0.61	0.65	0.41	0.37
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	6.65	5.13	4.10	3.14	2	0.77

Tableau V.3.9 : ferraillage de voile VT2.

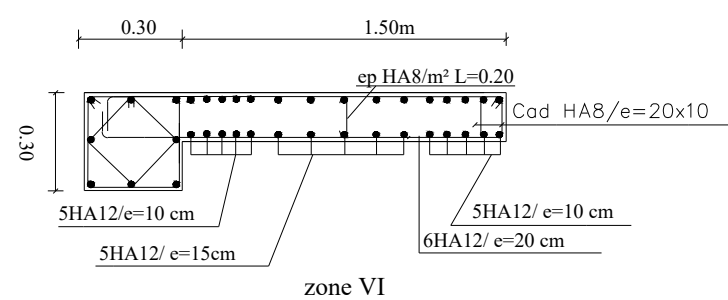
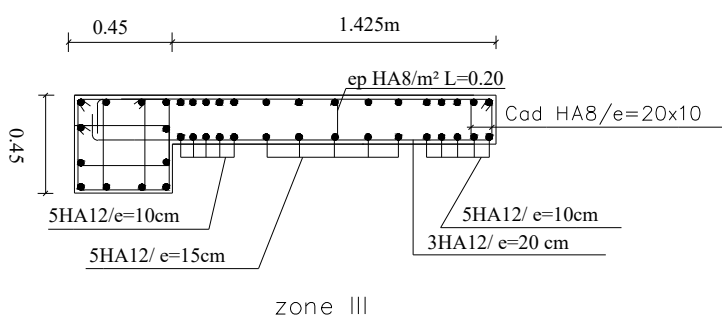
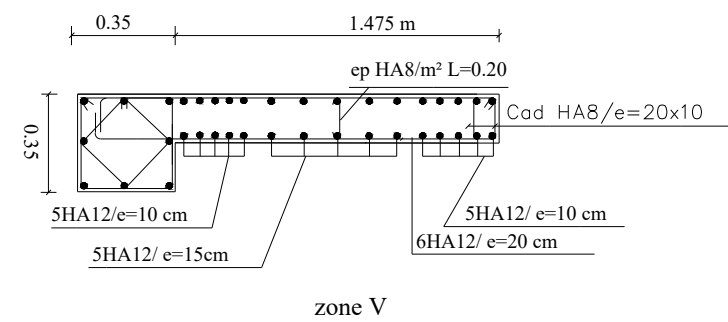
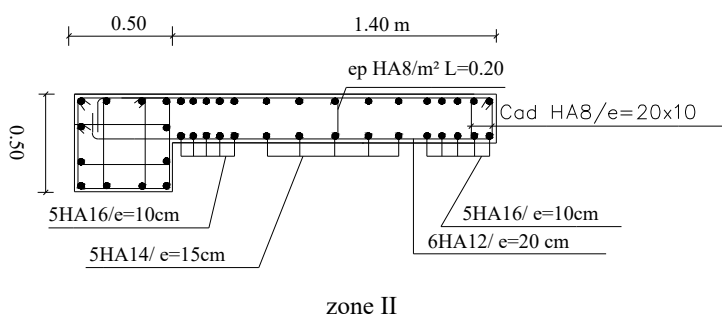
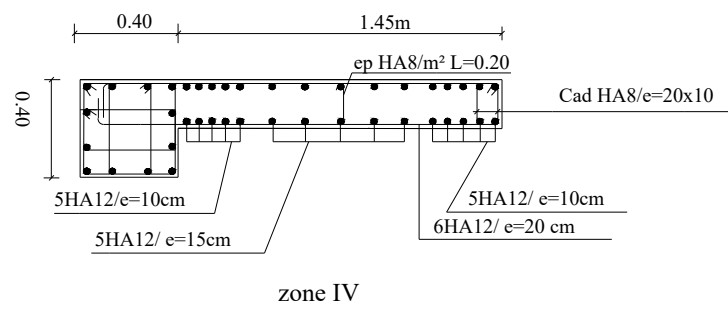
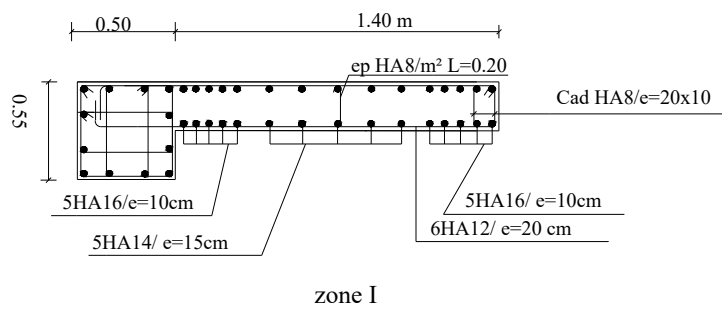
voile	zone	Bande 1(A ₁)	e ₁	Bande 2 (A ₂)	e ₂	A _H	e _H	A _t
L=1m	I	2×3HA16	10	2×3HA14	15	6HA10	20	4HA8
	II	2×3HA14	10	2×3HA14	15	6HA10	20	4HA8
	III	2×3HA12	10	2×3HA12	15	6HA10	20	4HA8
	IV	2×3HA12	10	2×3HA12	15	6HA10	20	4HA8
	V	2×3HA12	10	2×3HA12	15	6HA10	20	4HA8
	VI	2×3HA12	10	2×3HA12	15	6HA10	20	4HA8
L=1.4m	I	2×5HA16	10	2×5HA14	15	6HA12	20	4HA8
	II	2×5HA16	10	2×5HA14	15	6HA12	20	4HA8
	III	2×5HA12	10	2×5HA12	15	6HA12	20	4HA8
	IV	2×5HA12	10	2×5HA12	15	6HA12	20	4HA8
	V	2×5HA12	10	2×5HA12	15	6HA12	20	4HA8
	VI	2×5HA12	10	2×5HA12	15	6HA12	20	4HA8
L= 2.25m	I	2×8HA16	8	2×5HA14	15	6HA12	20	4HA8
	II	2×8HA14	8	2×5HA14	15	6HA12	20	4HA8
	III	2×8HA12	8	2×5HA14	15	6HA12	20	4HA8
	II	2×8HA12	8	2×5HA14	15	6HA12	20	4HA8
	V	2×8HA12	8	2×5HA14	15	6HA12	20	4HA8
	VI	2×8HA12	8	2×5HA14	15	6HA12	20	4HA8
L= 4.05m	I	2×11HA16	10	2×8HA14	20	2×8HA12	15	4HA8
	II	2×11HA16	10	2×8HA14	20	2×8HA12	15	4HA8
	III	2×11HA12	10	2×8HA12	20	2×8HA12	15	4HA8
	IV	2×11HA12	10	2×8HA12	20	2×8HA12	15	4HA8
	V	2×11HA12	10	2×8HA12	20	2×8HA12	15	4HA8
	VI	2×11HA12	10	2×8HA12	20	2×8HA12	15	4HA8
L=2.025m	I	2×5HA16	10	2×5HA14	20	2×6HA10	20	4HA8
	II	2×5HA16	10	2×5HA12	20	2×6HA10	20	4HA8
	III	2×5HA12	10	2×5HA12	20	2×6HA10	20	4HA8
	IV	2×5HA12	10	2×5HA12	20	2×6HA10	20	4HA8
	V	2×5HA12	10	2×5HA12	20	2×6HA10	20	4HA8
	VI	2×5HA12	10	2×5HA12	20	2×6HA10	20	4HA8

Tableau V.3.10 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles

Ferraillage des VL1

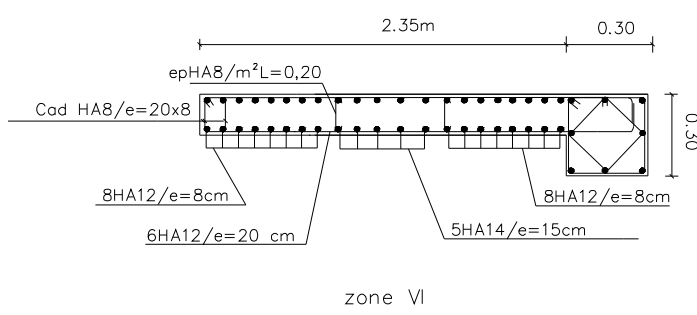
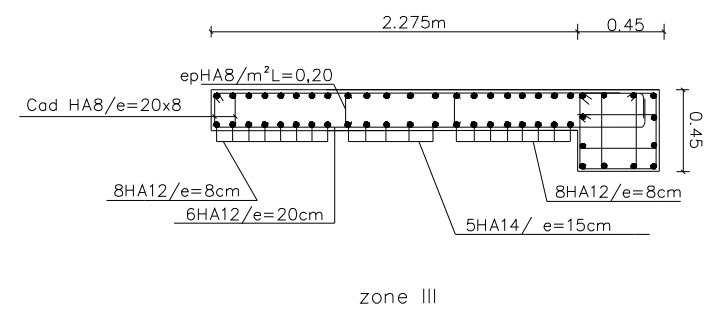
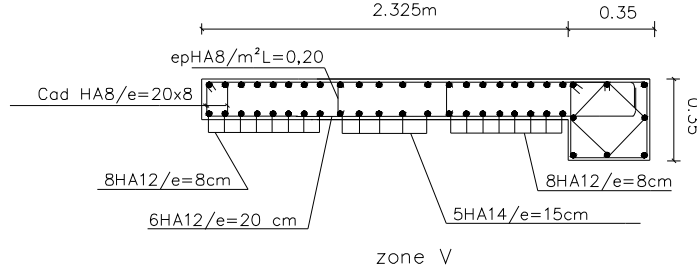
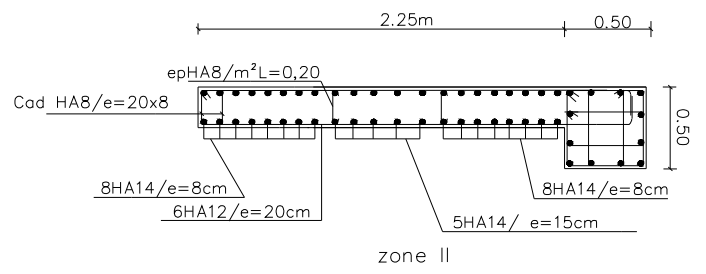
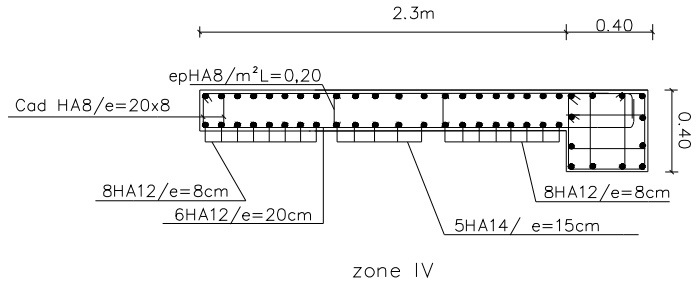
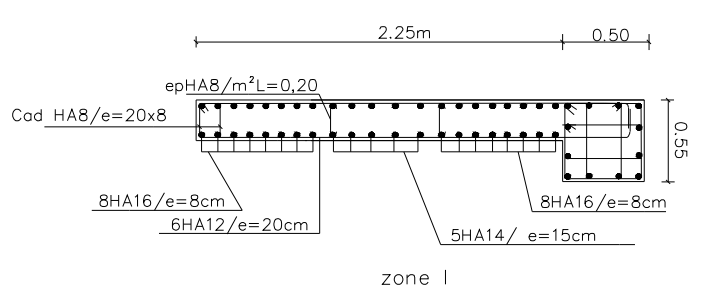


Ferraillage des VL2

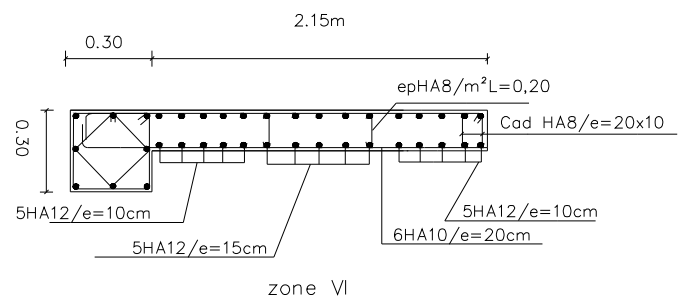
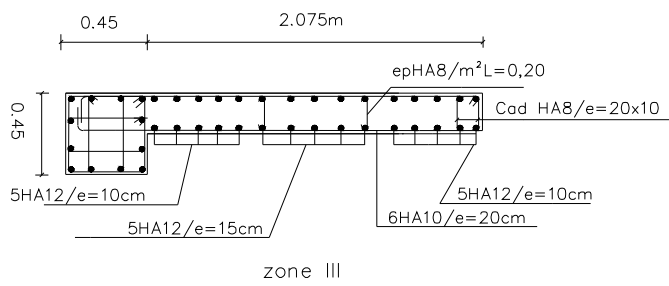
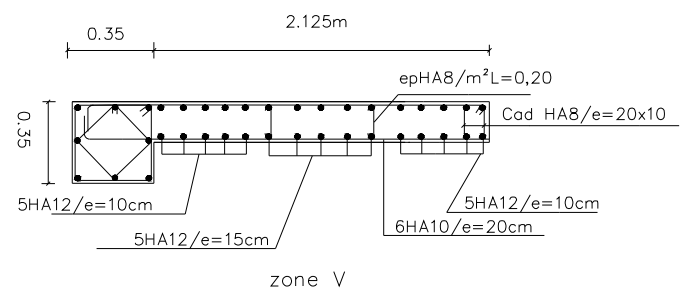
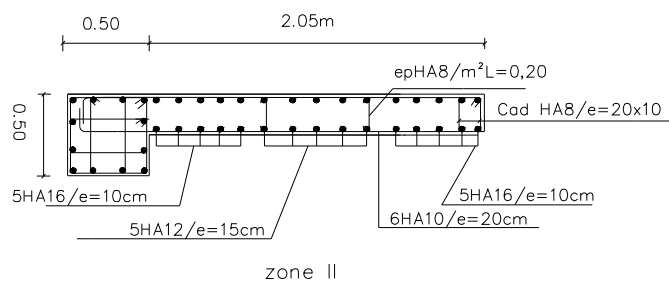
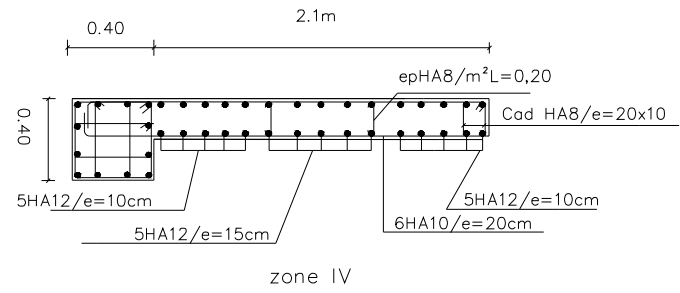
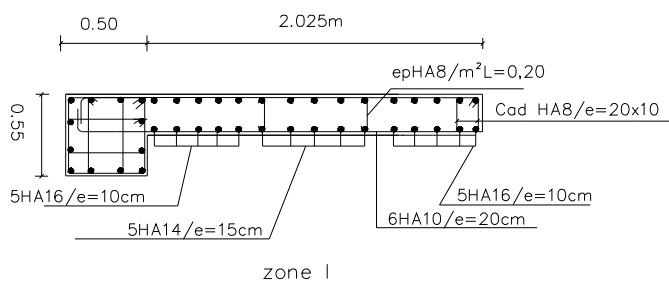


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Nait Larbi Amar Ouanes Melissa	Ferraillages des voils	Echelle: 1/
Dirigé par	Mr Ait Aider	2020/2021

Ferraillage des VL3

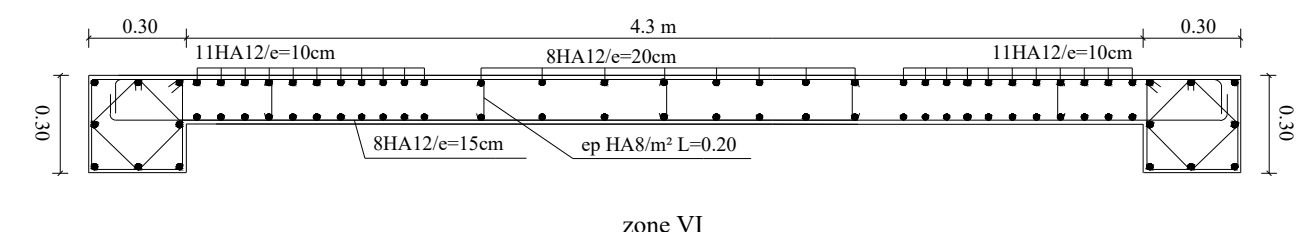
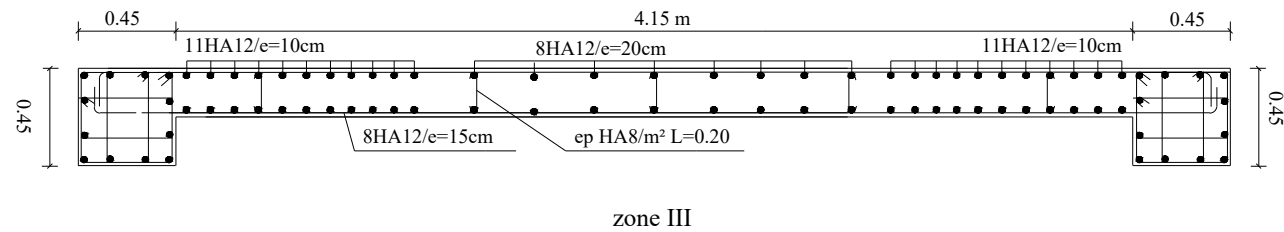
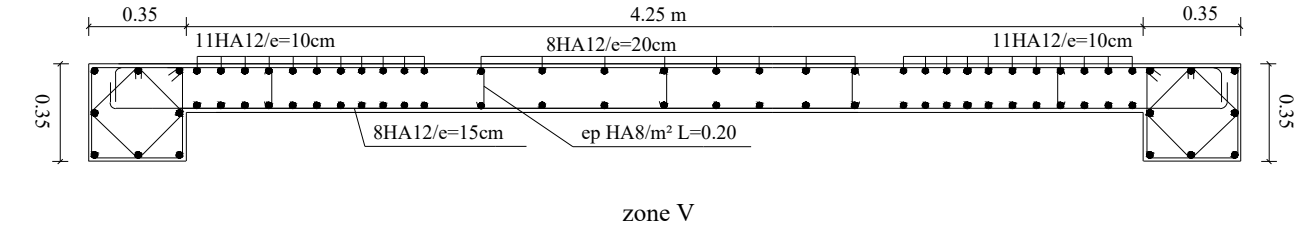
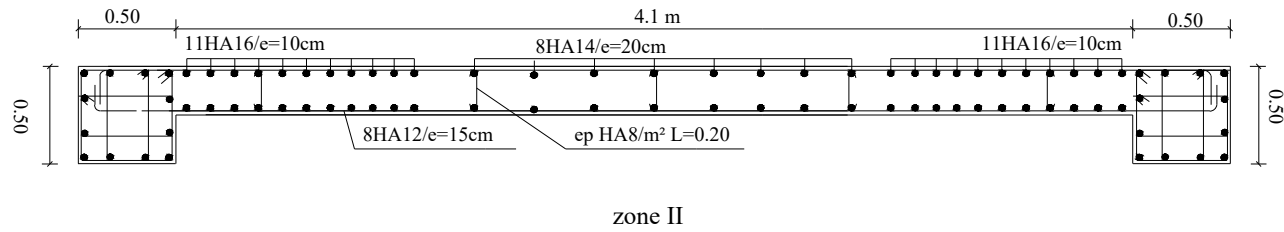
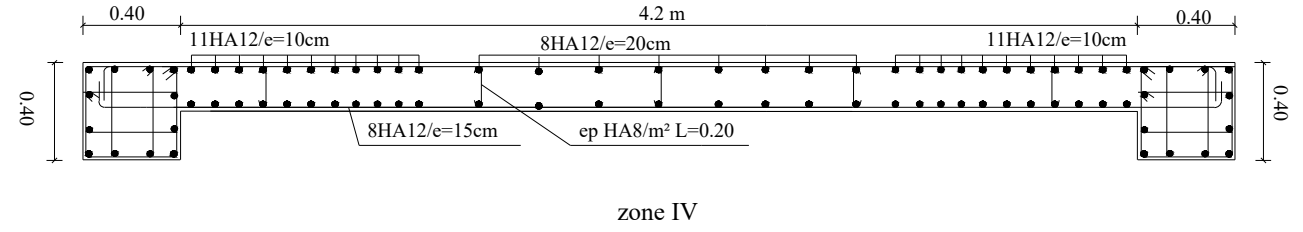
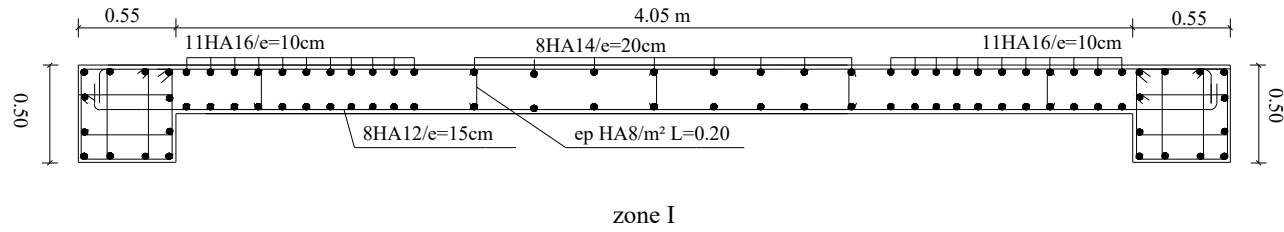


Ferraillage des VT2



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Nait Larbi Amar Ouanes Melissa	Ferraillages des voils	Echelle: 1/
Dirigé par	Mr Ait Aider	2020/2021

Ferrailage des VT1



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Nait Larbi Amar Ouanes Melissa	Ferrailages des voils	Echelle: 1/
Dirigé par	Mr Ait Aider	2020/2021

CHAPITRE VI
ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

VI. Calcul du voile périphérique :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Épaisseur ≥ 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encadré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

VI.1.Pré dimensionnement du voile périphérique :(Article : 10-1.2 : RPA 99 mod 2003)

L'article prévoit une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 25 cm.

VI.2.Contrainte des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

VI.3.Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

VI.4. Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30}{\cos 30} = 0.577$$

$$\sigma_v = q + \gamma h$$

– **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.655 \text{ kN/m}^2$$

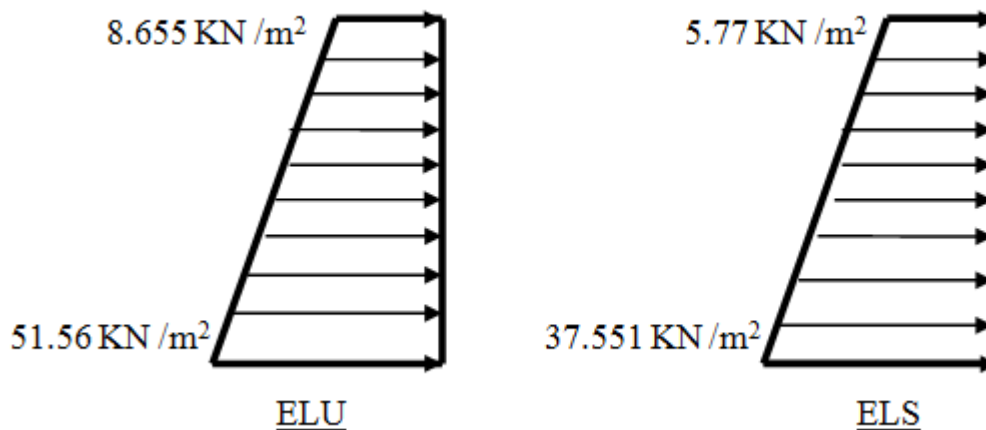
$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.577 \times (1.35 \times 18 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 51.56 \text{ kN/m}^2$$

– **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.577 \times (18 \times 3.06 + 10) = 37.551 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :

Charges moyennes :

$$\text{A l'ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 51.56 + 8.655}{4} = 40.834 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 37.551 + 5.77}{4} = 29.606 \text{ kN/ml}$$

VI.4.1. Ferrailage du voile périphérique

1. Méthode de calcul :

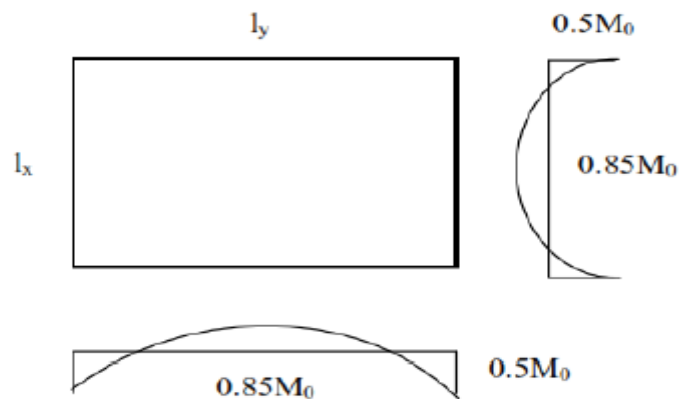
Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment aux appuis: 0.5



➤ Identification des panneaux :

$$l_x = 3.06 \text{ m}$$

$$l_y = 4.6 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{4.6} = 0.66 > 0.4 \rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens}$$

➤ **A l'ELU :**

$$\rho = 0.66 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0733 \\ \mu_y = 0.382 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x \times ql_x^2 = 0.0733 \times 40.834 \times 3.06^2 = 28.026 \text{ kN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0.382 \times 28.026 = 10.706 \text{ kN.m}$$

Correction des moments :**Sens X-X :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5M_{0X} = 0.5 \times 28.026 = 14.013 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_{0X} = 0.85 \times 28.026 = 23.822 \text{ kN.m}$$

Sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5M_{0Y} = 0.5 \times 10.706 = 5.353 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_{0Y} = 0.85 \times 10.706 = 9.100 \text{ kN.m}$$

➤ **A l'ELS :**

$$\rho = 0.66 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0789 \\ \mu_y = 0.541 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x \times ql_x^2 = 0.0789 \times 29.606 \times 3.06^2 = 21.872 \text{ kN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0.541 \times 21.872 = 11.833 \text{ kN.m}$$

Correction des moments :**Sens X-X :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5M_{0X} = 0.5 \times 21.872 = 10.936 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_{0X} = 0.85 \times 21.872 = 18.591 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0Y} = 0.5 \times 11.833 = 5.916 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85M_{0Y} = 0.85 \times 11.833 = 10.058 \text{ KN.m}$

VI.5.Calcul des sections d'armatures :**a) Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et à la travée.

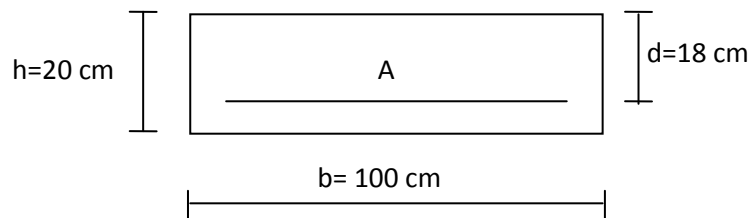


Figure VI.2. une section rectangulaire d'une bande de 1 ml

- Les armatures verticales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ Avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Armatures minimales :

R. P. A: $A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h$

BAEL: $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (kN.m)	μ_u	μ_l	Section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st
X-X	Appuis	14.013	0.030	0.392	SSA	0.985	2.27	2	5HA12 = 5.65	25
	travée	23.822	0.052	0.392	SSA	0.973	3.90	2	5HA12 = 5.65	25
Y-Y	Appuis	5.353	0.012	0.392	SSA	0.994	0.86	2	5HA10 = 3.92	25
	travée	9.100	0.020	0.392	SSA	0.990	1.47	2	5HA10 = 3.92	25

1. Recommandations du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8

VI.6.vérification à l'ELS :

❖ vérification de la contrainte dans le béton

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

On doit vérifier que :

- Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Ou bien: $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec $\gamma = \frac{M_U}{M_S}$

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

- Pour l'acier aucune limitation des contraintes, lorsque les fissurations considérées comme peu préjudiciable.

Sens	Zone	M_U	M_S	μ	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appuis	14.013	10.936	0.023	1.28	0.029	0.39	Vérifiée
	Travées	23.822	18.591	0.040	1.28	0.051	0.39	Vérifiée
Y-Y	Appuis	5.353	5.916	0.013	0.90	0.016	0.20	Vérifiée
	Travées	9.100	10.058	0.022	0.90	0.028	0.20	Vérifiée

Tableau VI.1 Vérification de la contrainte de voile périphérique pour le béton à l'ELS

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

• **Etat limite de déformation:**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20 cm**

L : portée entre nus d'appuis **b=1 m**

M_t^{\max} : Moment max a l'ELS

$$M_t = 18.591 \text{ KN.m}$$

M_0 : Moment max de la travée isostatique

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 29.606 \times \frac{3.06^2}{8} = 34.65 \text{ kN.m}$$

A_{st} : Section des armatures **5.65 cm²**

b : largeur de la section **100 cm**

d : hauteur utile de la section droite **18 cm**

AN :

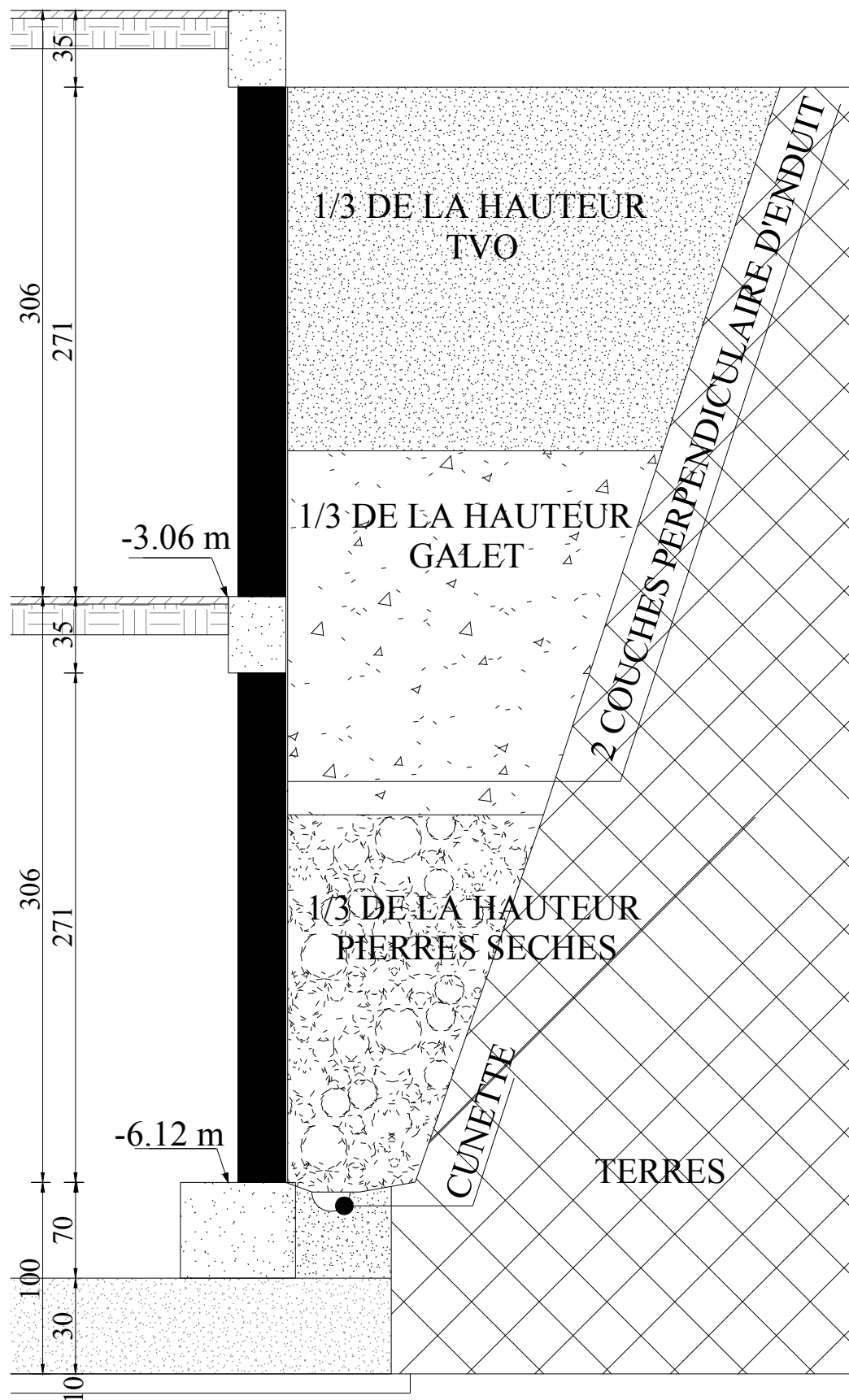
$$1) \frac{h}{l} = 0.2 \geq \frac{1}{16} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{18.591}{10 \times 34.65} = 0.053 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

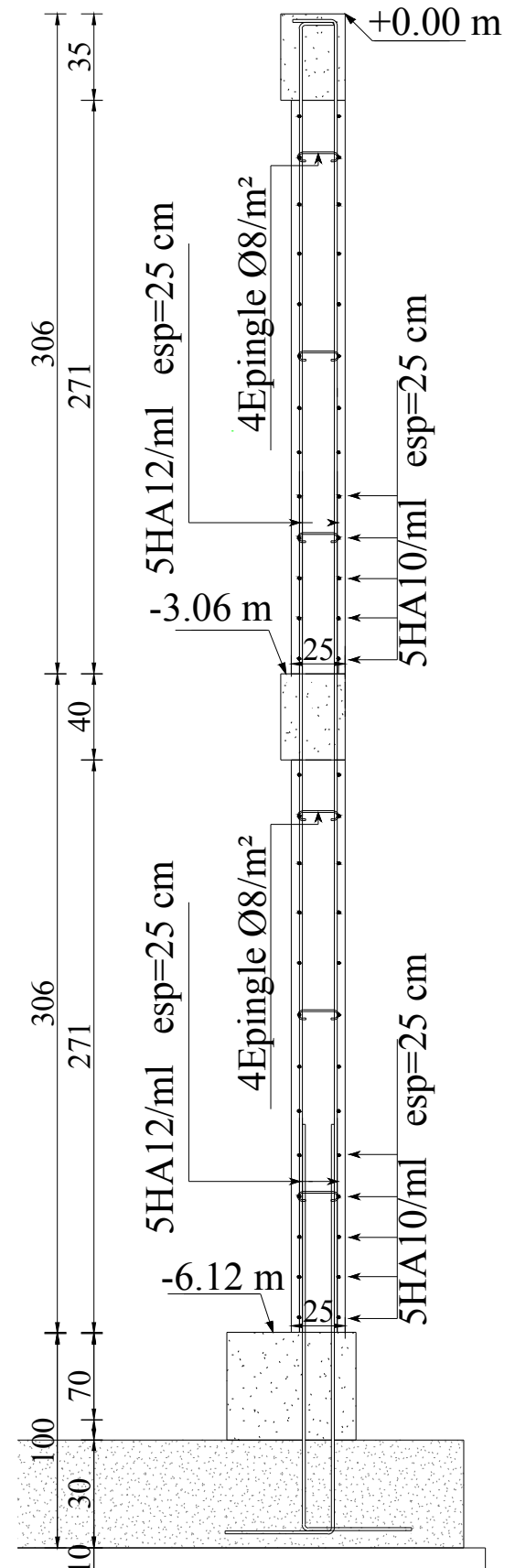
$$3) \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

DRAINAGE DU VOILE PERIPHERIQUE



FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE COUPE VERTICALE-TRANSVERSALE



Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil

Dirigé par:
Mr Ait Aider

Etudié par:
Mr Nait Larbi Amar
Melle Ouanes Melissa

Ferrailage du voile
périphérique

2020/2021

CHAPITRE VII
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie enterrée d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ($\overline{\sigma_{sol}}$).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- 1.35G + 1.5Q (ELU).
 - G + Q ± E
 - 0.8G ± E
- } (Article 10.1.4.1 du RPA 9)

VII.2. Étude du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII.3. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII.3.1. Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

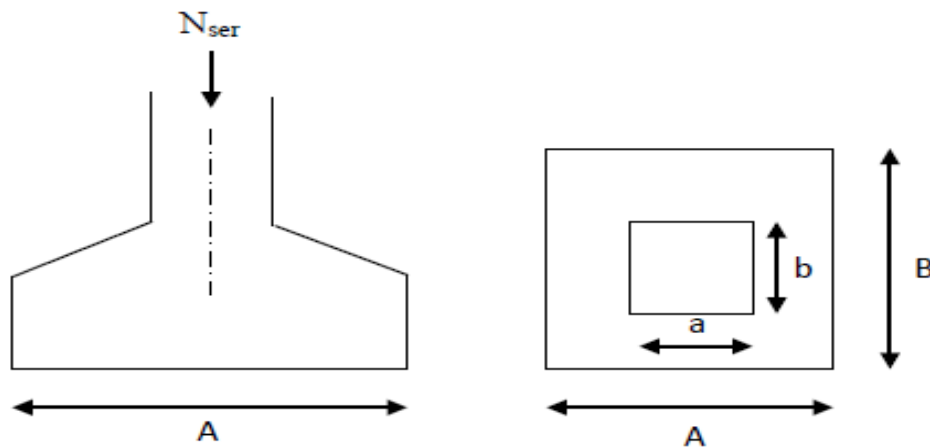


Figure VII.1. Semelle isolée.

Avec :

$N_{s,max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ROBOT).

S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$).

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique.

➤ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{55} = 0.91 = k$$

$$\text{alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{s,max}}{K \times \sigma_{sol}}} \text{ avec: } N_{s,max} = 1657.334 \text{ kN} , \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$\text{donc : } B \geq \sqrt{\frac{1657.334}{0.91 \times 2 \times 10^2}} = 3.01 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

VII.3.2. Semelles filantes**1. Semelles filantes sous voiles « S₁ » :**

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
 - L : Longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles)
 - σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

D'où

Tableau VII.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.

N _s [kN]	L (m)	B (m)	nombre « n »	Surface [m ²] (S = B × L × n)
1020.290	1.25	4.08	4	20.4
1912.603	1.65	5.80	2	19.14
1471.594	2	3.67	2	14.68
1912.603	2.30	4.15	2	19.09
1458.399	2.50	2.91	2	14.55
1012.564	4.20	1.20	2	10.08
1020.210	4.60	1.10	2	10.12
S _{totale} des semelles sous voiles				108.06

2. Semelles filantes sous poteaux « S₂ » :

➤ Etape de calcul :

Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$)

Puis la coordonnée de cette résultante : « e » $\left(e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} \right)$

e_i : est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge N_i.

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

Si : $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Tableau VII.2 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

E_i (m)	N_i [kN]	$N_i e_i$ [kN. m]	M_i [kN. m]
8.8	1496.641	13170.440	12.448
4.2	1392.515	5848.563	0.314
-0.4	1626.804	-650.721	1.157
-4.6	1657.334	-7623.736	0.707
-8.8	1410.154	-12409.355	9.718
Somme	7583.448	-1664.809	24.35

D'où :

$$e = \frac{1664.809 + 24.35}{7583.448} = 0.22\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{18.15}{6} = 3.025\text{m}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{N_s \cdot \left(1 + \frac{3e}{L}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}; \text{ avec: } N_s = \sum N_{si} . \text{ D'où}$$

$$B \geq \frac{7583.448 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.22}{18.25}\right)}{200 \times 18.25} = 2.15 \text{ m}$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{totale}} = 4 \times (18.25 \times 2.15) + 4 \times (2.15 \times 4.1) + (2.15 \times 17.5) = 229.84\text{m}^2$$

c- Surface totale des semelles filantes :

$$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 108.06 + 229.84 = 337.9\text{m}^2 = 72.99\%$$

de la surface totale de la structure (m^2)

$$72.99\% \cdot S_{s.\text{filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VII.3.3. Radier général :

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

VII.3.3.1 Pré dimensionnement :

- Epaisseur de la dalle du radier $\ll h_r \gg$

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$$

- Epaisseur des nervures $\ll h_n \gg$

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{460}{8} = 57.5 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{460}{5} = 92 \text{ cm}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max} \rightarrow \text{condition de la longueur élastique.}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow$$

Ce qui nous conduit à :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique.
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$
- I : L'inertie de la section

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

- E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- L_{\max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

D'où:

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.6\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.93 \text{ m} = 93 \text{ cm}$$

Donc le choix final : $h_n = 100 \text{ cm}$

➤ Largeur de la nervure « b_n » :

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_n = 60 \text{ cm}$

➤ Epaisseur de la dalle flottante « h_d »

➤ Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \rightarrow \frac{460}{50} \leq h_d \leq \frac{460}{40} \text{ (dalle sur 4 appuis)}$$

$$9.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 11.5 \text{ cm} \text{ Soit : } h_d = 10 \text{ cm}$$

Conclusion :

- Hauteur des nervures : $h_n = 100 \text{ cm}$
- Largeur des nervures : $b_n = 60 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle du radier : $h_r = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 10 \text{ cm}$
- Enrobage : $c = 3 \text{ cm}$ (Art A.7.1 du BAEL 91)

VII.3.3.2 Détermination de la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Où : N_s est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que:

$$N_s = G_{ss} + Q_{ss}$$

Du logiciel ROBOT : $G_{ss} = 31591.656 \text{ kN}$ et $Q_{ss} = 44474.727 \text{ kN}$.

$$\text{Donc : } N_s = 76066.383 \text{ kN}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{76066.383}{200} = 380.33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 381 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 462.88 \text{ m}^2$$

Donc la surface du radier est égale à celle de la structure (m^2) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left\{\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right\} = \max\left\{\frac{95}{2}; 30 \text{ cm}\right\} = 47.5 \text{ cm}$$

On prend $L_{\text{débord}} = 50 \text{ cm}$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bâtiment}} + (P_{\text{bâtiment}} \times L_{\text{débord}}) = 508.48 \text{ m}^2$$

VII.3.3.3 Détermination des sollicitations à la base du radier :

➤ Poids propre du radier « G radier » :

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- Poids propre de la dalle du radier « G1 ».
- Poids propre des nervures « G2 ».
- Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G3 ».
- Poids propre de la dalle flottante « G4 ».

Tableau VII.3 : Détermination du poids propre du radier.

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat (kN)
G ₁	$[S_{\text{radier}} \times h_r] \times \rho_{\text{béton}}$	$508.88 \times 0.3 \times 25$	3816.6
G ₂	$[b_n \times (h_n - h_r)] \times L_{\text{nervures}} \times \rho_{\text{béton}}$	$[(0.6 \times 0.7) \times 240.8] \times 25$	2528.4
G ₃	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(508.48 - 144.48) \times 0.7] \times 17$	4331.6
G ₄	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(508.48 - 144.48) \times 0.1] \times 25$	910
G _{radier}	$\sum G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	$3816.6 + 2528.4 + 4331.6 + 910$	11586.6

- **Surcharges d'exploitation du radier :**

Q2éme s-s = 2.5 kN/m² pris du **DTR page 18**

$$Q_{\text{radier}} = Q_{2SS} \times S_{\text{radier}} = 2.5 \times 508.48 = \mathbf{1271.2 \text{ kN}}$$

- **Charges et surcharges totales de la structure :**

$$G_{\text{total}} = G_{2SS} + G_{\text{radier}} = 31591.656 + 11586.6 = \mathbf{43178.256 \text{ kN}}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{2SS} + Q_{\text{radier}} = 44474.727 + 1271.2 = \mathbf{45745.927 \text{ kN}}$$

- **Combinaisons d'actions :**

$$\text{A l'ELU: } N_u = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = \mathbf{126909.54 \text{ kN}}$$

$$\text{A l'ELS: } N_s = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = \mathbf{88924.183 \text{ kN}}$$

VIII.3.3.4. Vérifications :

a. Vérification au cisaillement (A.5.1 ,211 du BAEL 99)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2.5, 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = \text{cm} ; d = 0.9h_d =$$

$$V_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{126909.54 \times 1}{508.48} \times \frac{4.6}{2} = 574.04 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{574.04 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa. la condition est vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

b. Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2, 42)

Il s'agit de vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : Nu : La charge de calcul vis-à-vis de l'état ultime 5 déduite de ROBOT)

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : L'épaisseur totale des nervures

- **Sous poteau :**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.5 + 0.55 + 2] = 6.1 \text{ m}$$

- **Sous voile :**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.25 + 4.6 + 2] = 13.7 \text{ m}$$

- **Sous poteau :**

$$N_u = 2353.921 \text{ kN} < 0.045 \times 6.1 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 4575 \text{ kN}$$

→ **la condition est vérifiée**

- **Sous voile :**

$$N_u = 2760.121 \text{ kN} < 0.045 \times 13.7 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 10275 \text{ kN}$$

→ **la condition est vérifiée**

c. **Stabilité au renversement (Art. 10.1.5 du RPA 99)**

Selon l'article, il faut que: $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Sens X-X :**

$$e = \frac{43955.599}{41998.251} = 1.04 \text{ m} < \frac{29}{4} = 7.25 \text{ m}$$

- **Sens Y-Y :**

$$e = \frac{41622.886}{41998.251} = 0.99 \text{ m} < \frac{18.15}{4} = 4.53 \text{ m}$$

→ **La condition est vérifiée** dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

d. **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 :

➤ Effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \times h$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

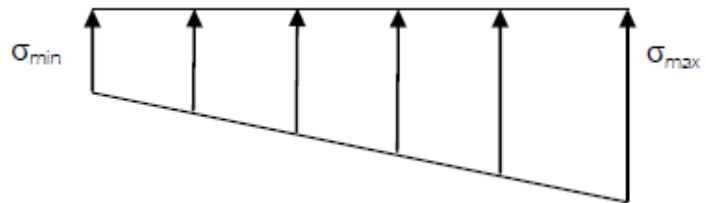
I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$



- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Après un calcul manuel du moment d'inertie du panneau et la distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée on trouve les résultats suivants :

$$X_G = 14.5 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.3 \text{ m}$$

$$I_{XX} = 15502.32 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 37795.74 \text{ m}^4$$

Sens X-X :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{41998.251}{508.48} + \frac{43955.599}{15502.32} \times 9.3 = 108.96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{41998.251}{508.48} - \frac{43955.599}{15502.32} \times 9.3 = 56.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{(3 \times 108.96) + 56.22}{4} = 95.775 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 95.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 10^{-3} = 0.095 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{41998.251}{508.48} + \frac{41622.886}{37795.74} \times 14.5 = 98.56 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{41998.251}{508.48} - \frac{41622.886}{37795.74} \times 14.5 = 66.627 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{(3 \times 98.56) + 66.627}{4} = 90.57 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 90.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 10^{-3} = 0.090 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ Poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier (P = 41998.251 kN).
- F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (F_s = 1.5).
- γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w = 10 kN/m³).
- h : Profondeur de l'infrastructure (h = 1 m).
- S : Surface du radier (S = 508.48 m²).

Donc :

$$P = 41998.251 \text{ kN} > 1.5 \times 1 \times 508.48 \times 10 = 7627.35 \text{ kN.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.4 Ferrailage du radier :**VII.4.1 Ferrailage de la dalle du radier :**

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferrailage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

- **Dimensions du panneau le plus sollicité :**

$$l_x = L_x - b_n = 3.8 - 0.6 = 3.2 \text{ m}$$

$$l_y = L_y - b_n = 4.6 - 0.6 = 4 \text{ m}$$

D'où :

$$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.2}{4} = 0.8 < 1 \rightarrow \text{le panneau travail dans les deux sens}$$

- **Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau :**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$\text{Sens } l_x (\text{Petite portée}): M_{0x} = \mu_x \times p \times l_x^2$$

$$\text{Sens } l_y (\text{Grande portée}): M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL.91, en fonction du rapport :

$$\alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Donc :

$$\text{Pour } \frac{l_x}{l_y} = 0.8$$

$$\mu_x = 0.0565$$

$$\mu_y = 0.595$$

p : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

➤ A l'ELU :

$$P_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \left(1.35 \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} \right) = \frac{126909.54}{508.48} - \left(1.35 \times \frac{11586.6}{508.48} \right) = 218.82 \text{ MPa}$$

➤ A l'ELS :

$$P_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{88924.183}{508.48} - \left(\frac{11586.6}{508.48} \right) = 152.09 \text{ MPa}$$

Donc :

- A l'ELU :

$$M_{xu} = [\mu_x \times P_u \times l_x^2] \times 1 \text{ ml} = (0.0565 \times 218.82 \times 3.2^2) \times 1 = 126.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{yu} = [\mu_y \times M_{0x}] \times 1 \text{ ml} = (0.595 \times 126.6) \times 1 = 75.33 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_{xs} = [\mu_x \times P_s \times l_x^2] \times 1 \text{ ml} = (0.0565 \times 152.09 \times 3.2^2) \times 1 = 87.99 \text{ kN.m}$$

$$M_{ys} = [\mu_y \times M_{0x}] \times 1 \text{ ml} = (0.595 \times 87.99) \times 1 = 52.36 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments :**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son contour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

- A l'ELU :

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 126.6 = 107.61 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 75.33 = 64.03 \text{ kN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{1x}^a = -0.5 \times 126.6 = -63.3 \text{ kN.m}$$

$$M_{2x}^a = -0.3 \times 126.6 = -37.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{1y}^a = -0.5 \times 75.327 = -37.66 \text{ kN.m}$$

$$M_{2y}^a = -0.3 \times 75.327 = -22.6 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS :

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 87.99 = 74.79 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 52.36 = 44.50 \text{ kN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{1x}^a = -0.5 \times 87.99 = -44 \text{ kN.m}$$

$$M_{2x}^a = -0.3 \times 87.99 = -26.4 \text{ kN.m}$$

$$M_{1y}^a = -0.5 \times 52.36 = -26.18 \text{ kN.m}$$

$$M_{2y}^a = -0.3 \times 52.36 = -15.71 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1 m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Zone	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$		$S_t (\text{cm})$
En travée	x-x	107.61	12.1	(8HA16)	16.08	14
	y-y	64.03	7.0	(7HA14)	10.77	15
Aux appuis	x-x	-63.3	7.0	(8HA14)	12.31	14
	y-y	-37.66	4.1	(7HA12)	7.92	15

VII.4.2 Vérifications à l'ELU :**a. Condition de non-fragilité (B.7.4 BAEL 99) :**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

Avec :

- ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».
- ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

➤ Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \rightarrow A_x \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \times (b \cdot h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.8}{2} \times 100 \times 30 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{x,\text{min}} = 2.61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Sens y-y :

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \rightarrow A_y \geq \rho_0 \times (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 30) = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{y,\text{min}} = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée..}$$

a. Diamètre maximal des barres (A.7.2, 1 du BAEL 99) [3]

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

VII.4.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \leq \min(266.66 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\emptyset_{\text{adopté}} = 12\text{mm} < 30 \text{ mm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 99)

Pour des charges réparties seulement :

. **Direction (x-x):** $St = 14 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

. **Direction (y-y) :** $St = 15 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

VII.4.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \leq \min(266.66 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Ou : β_1 et K_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de :

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	M_s [kN.m]	A [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
En travée	x-x	74.79	16.08	0.60	0.885	28.48	194.6	6.83	201.63	15	C.V
	y-y	44.50	10.77	0.398	0.903	36.55	169.5	4.63			C.V
Aux appuis	x-x	-44	12.31	0.460	0.897	33.54	147.6	4.40			C.V
	y-y	-26.18	7.92	0.29	0.915	43.82	133.8	3.05			C.V

VII.4.5 Ferrailage du débord :**Remarque :**

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.4.6.Ferrailage des nervures :

- Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.
- Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens

$$\left(0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \right)$$

Donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.
- Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M.**

BELAZOUGUI propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON**

ARME » en **page 174** une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

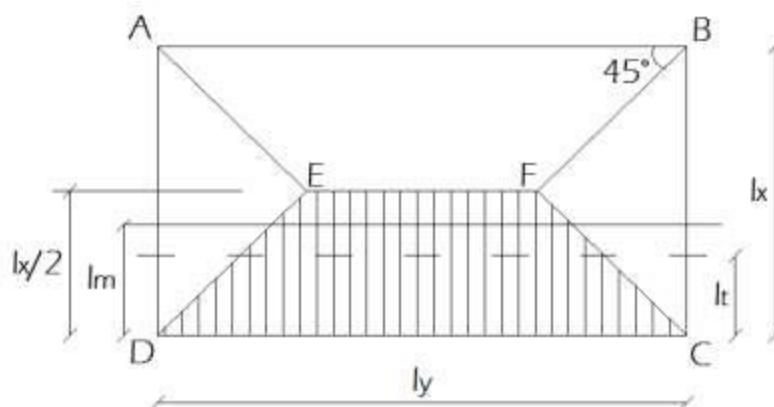
$$q_m = q \times l_m$$

$$q_t = q \times l_t$$

Avec :

- q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.
- q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.
- q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :



- **Cas des charges trapézoïdales :**

Moment fléchissant : $l_m = l_x \times (0.5 - \rho_x^2/6)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \times (0.5 - \rho_x/4)$

- **Cas des charges triangulaires :**

Moment fléchissant : $l_m = 0.333l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25l_x$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

– Détermination des sollicitations :

Tableau VII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens x-x

Travées	I_x [m]	I_m [m]	I_t [m]	ELU			ELS	
				q_u [kN/m ²]	q_{mu} [kN/ml]	q_{tu} [kN/ml]	q_s [kN/m ²]	q_{ms} [kN/ml]
1-2	3.2	1.065	0.8	218.82	233.04	175.056	152.09	161.98
2-3	3	0.999	0.75	218.82	218.60	164.115	152.09	151.94
3-4	2.7	0.899	0.675	218.82	196.71	147.70	152.09	136.73
4-5	2.6	0.866	0.65	218.82	189.49	142.23	152.09	131.71
4-6	2.7	0.899	0.675	218.82	196.71	147.70	152.09	136.72
6-7	3	0.999	0.75	218.82	218.60	164.115	152.09	151.94
7-8	3.2	1.065	0.8	218.82	233.04	175.056	152.09	161.98

a- Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales) :

Tableau VII.7 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens y-y.

Travées	I_x [m]	I_m [m]	I_t [m]	ELU			ELS	
				q_u [kN/m ²]	q_{mu} [kN/ml]	q_{tu} [kN/ml]	q_s [kN/m ²]	q_{ms} [kN/ml]
A-B	3.6	1.199	0.9	218.82	262.36	196.94	152.09	182.36
B-C	3.6	1.199	0.9	218.82	262.36	196.94	152.09	182.36
C-D	4	1.332	1	218.82	291.47	218.82	152.09	202.58
D-E	4	1.332	1	218.82	291.47	218.82	152.09	202.52

Remarque :

Les charges q_{mu} , q_{tu} et q_{ms} agissant sur les nervures trouvées dans les tableaux ci-dessus sont celles engendrées par un seul panneau. Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (Du milieu), il faut multiplier ces charges (q_{mu} , q_{tu} et q_{ms}) par 2 (Car les panneaux ont les mêmes dimensions et le même chargement). Donc, les schémas statiques de calcul sont les suivants :

• **Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

Sens x-x :

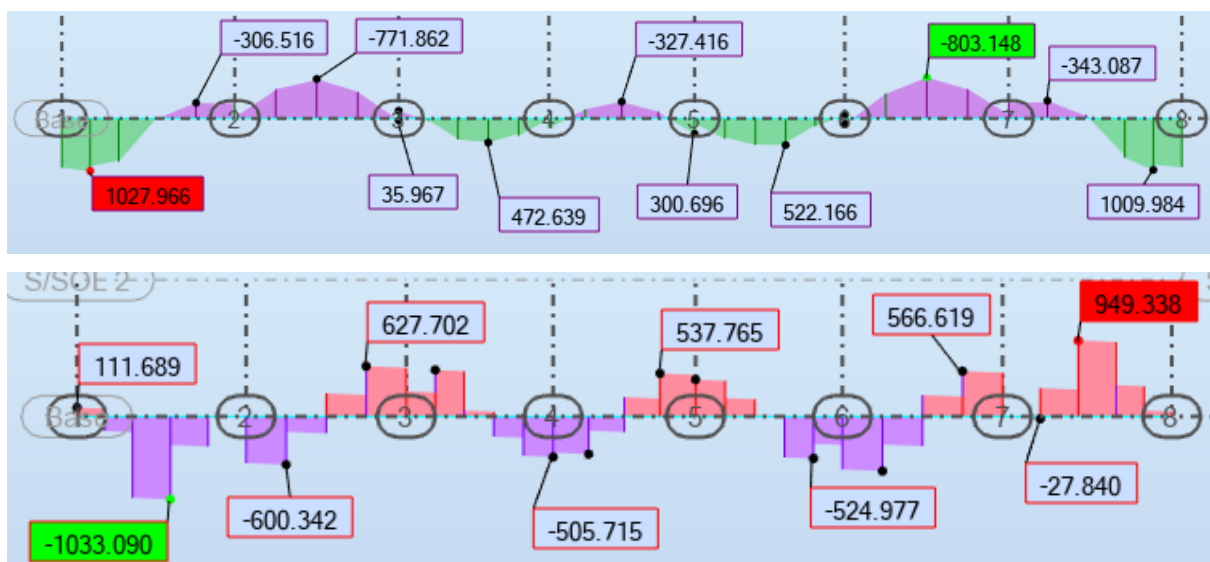


Figure VIII.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens x-x.

Sens y-y :

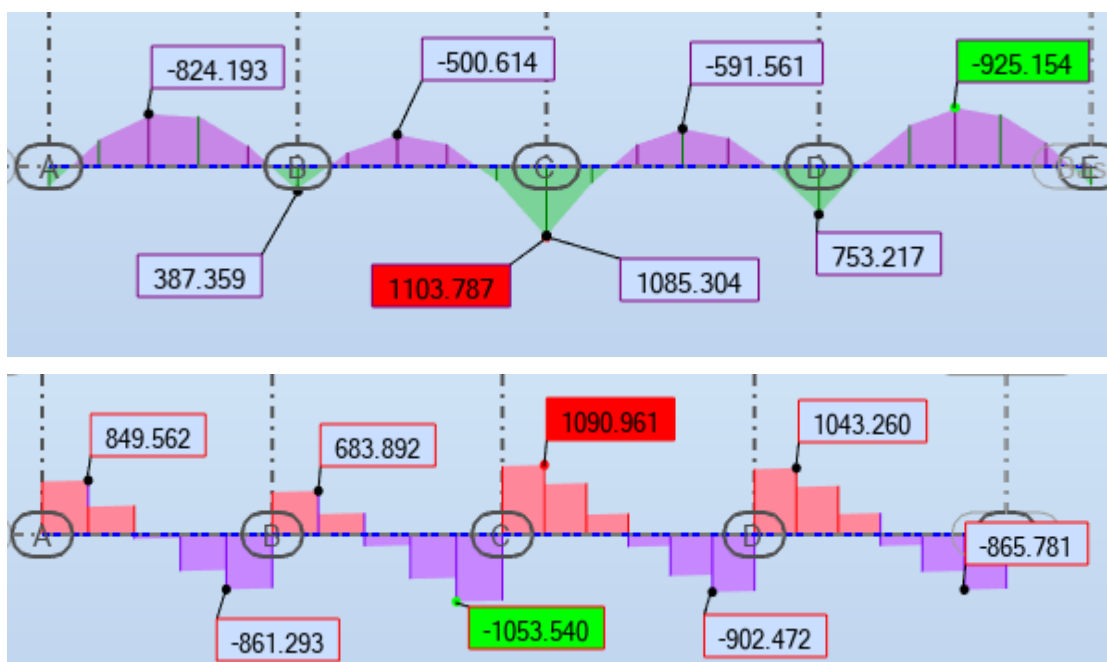


Figure VII.3: Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens y-y.

• **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	$M_{u,max}$ [kN.m]	Zone	A [cm ²]	$A_{adoptée}$ [cm ²]
x-x	-803.148	Travée	25.1	(5HA20) + (10HA16) =35.8
	1027.966	Appuis	37.2	(5HA20) + (15HA16) =45.81
y-y	-925.154	Travée	29.2	(10HA20) + (5HA16) =41.46
	1103.787	Appuis	35.4	(10HA20) + (10HA16) =51.51

VII.4.7. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1 du BAEL 99)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 7.245 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à A_{min} . La condition est donc vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (A.5.1 ,211 du BAEL 99)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{1033.09 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\tau_u = \frac{1090.961 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

→La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1 ,3 du BAEL 99)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Où :

- Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
- $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \times \sum \mu_i}$$

Ou :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres

➤ **Sens x-x :**

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = (5 \times 3.14 \times 20) + (15 \times 3.14 \times 16) = 1067.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1033.090 \times 10^3}{0.9 \times 950 \times 1067.6} = 1.131 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = (10 \times 3.14 \times 20) + (10 \times 3.14 \times 16) = 1130.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1090.961 \times 10^3}{0.9 \times 950 \times 1130.4} = 1.128 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

→ **La condition est vérifiée**, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Calcul des armatures transversales (A.7.2, 2 du BAEL 99)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(2.86; 6; 2.5) = 2.5 \text{ cm}^2$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\Phi 10$

($A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$).

e. Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 99/2003)

$$A_{t,min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2 < A_{t,adoptée} = 3.14 \text{ cm}^2$$

→ **La condition est vérifiée.**

f. Espacement des armatures transversales :

1. Article A.5.1, 23 du BAEL 99 [3]

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e} \rightarrow S_t = \frac{0.9f_e \times A_t}{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3f_{tj}) \times b_0}$$

$$S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 3.14}{1.15 \times (2.02 - 0.3 \times 2.1) \times 60} = 11.79 \text{ cm}$$

2. Article 7.5.2.2 du RPA 99 version 2003

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(25; 30) = 25$$

$$S_{t,\max} \leq \min(25\text{cm}; 30\text{cm}) = 15\text{cm}$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

g. Espacement maximal des armatures transversales (A.5.1 ,22 du BAEL 99)

$$S_t^{\max} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(81; 40) = 40\text{cm}$$

$$S_{t,\max \text{ adoptée}} = 20\text{cm} \leq S_t^{\max} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.5 du RPA 99version 2003 en page 68 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2 \times h$$

Avec :

- l' : Longueur de la zone nodale.
- h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}$$

➤ Armatures de peau (A.8.3 du BAEL 91 modifié 99) [3]

« Des armatures dénommées ‘armatures de peau’ sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ». **D'où :**

$$A_{\text{peau}} = 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2$$

VII.4.8. Vérification des contraintes à l'ELS :

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

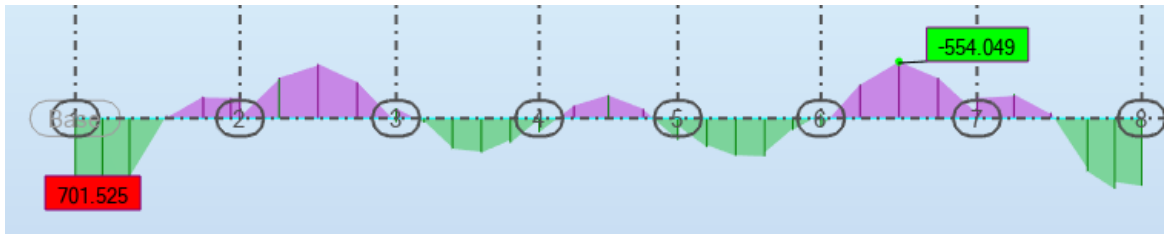


Figure VIII.4. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens x-x).

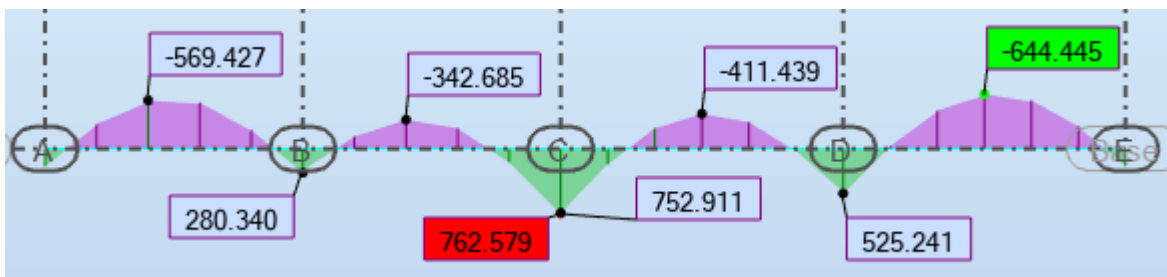


Figure VII.5. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens y-y).

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \leq \min(266.66 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Ou : β_1 et K_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de :

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sens	Zone	M_s [kN.m]	A [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
x-x	En travée	554.049	35.8	0.633	0.883	27.73	184.49	6.65	201.63	15	C.V
	Aux appuis	701.525	45.81	0.803	0.872	24.01	184.85	7.69			C.V
y-y	En travée	644.445	41.46	0.727	0.877	25.57	186.56	7.29			C.V
	Aux appuis	762.579	51.51	0.903	0.866	22.29	179.94	8.07			C.V

VII.5 Conclusion :

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant

1. La dalle du radier (y compris les débords) :

➤ Sens X-X :

En travée (Lit supérieur) : 8HA16/ml (St= 14 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 8HA14/ml (St= 14 cm).

➤ Sens Y-Y :

En travée (Lit supérieur) : 7HA 14/ml (St= 15 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 7HA 12/ml (St= 15 cm)

2. Les nervures :

➤ Sens des petites portées X-X :

Armatures supérieures (En travée) :(5HA20) + (10HA16).

Armatures inférieures (Aux appuis) :(5HA20) + (15HA16).

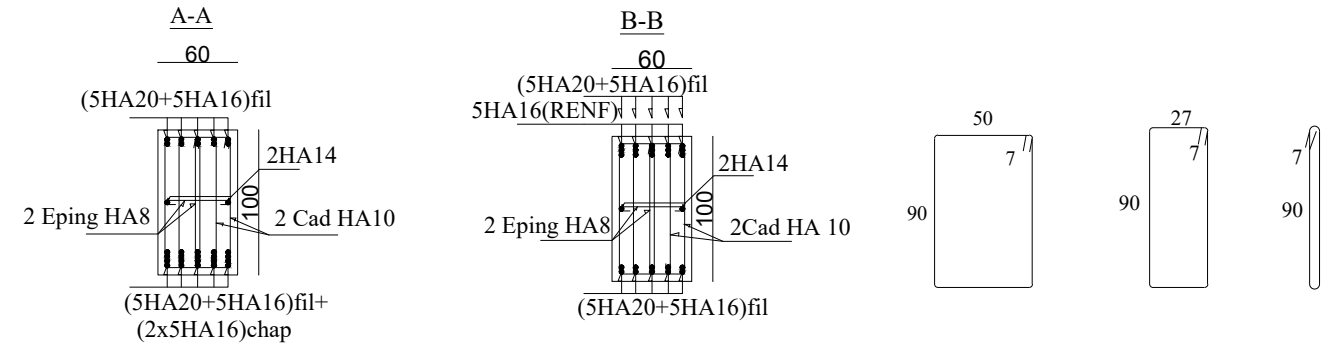
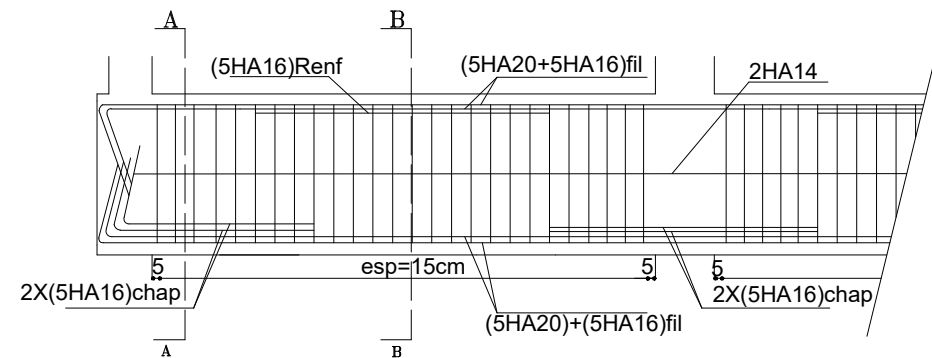
➤ Sens des grandes portées Y-Y :

Armatures supérieures (En travée) :(10HA20) + (5HA16).

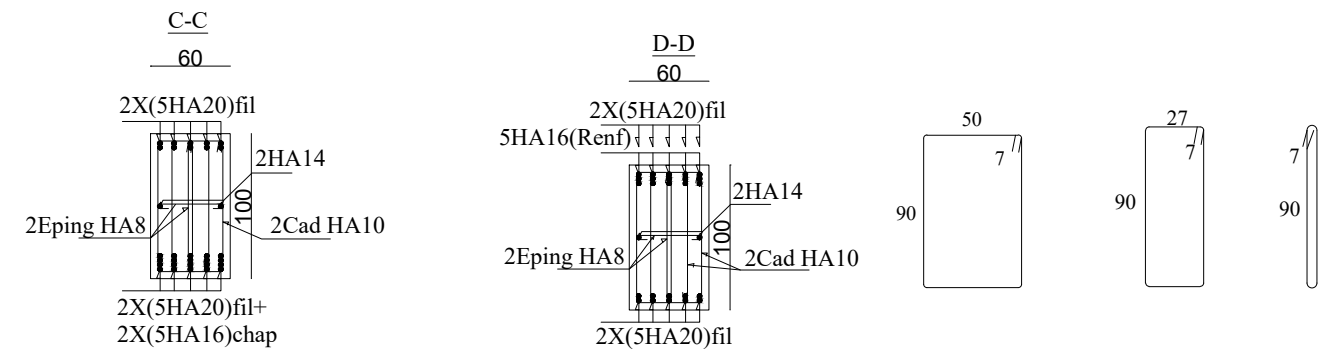
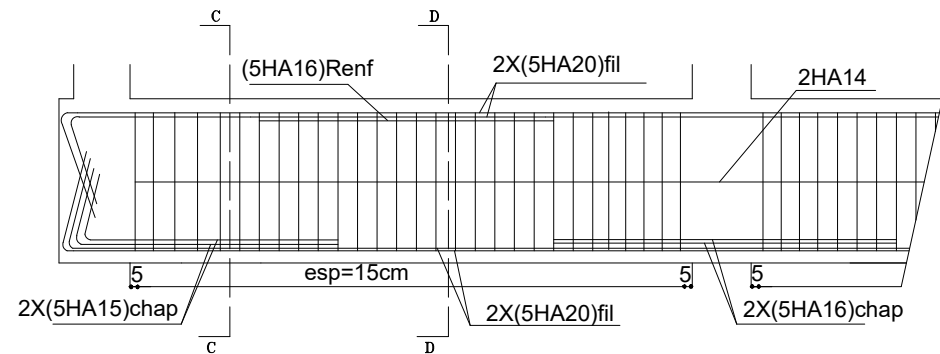
Armatures inférieures (Aux appuis) :(10HA20) + (10HA16).

➤ Armatures de peau: 2HA 14 (Pour toutes les nervures).

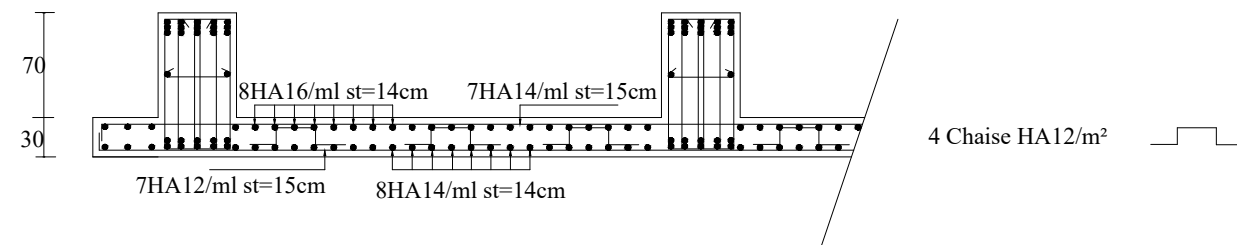
Ferraillage du Nervures sens x-x



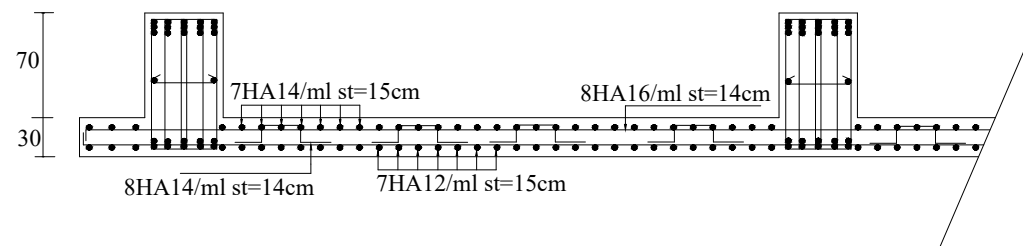
Ferraillage du Nervures sens Y-Y



Ferraillage de la dalle Radier sens X-X



Ferraillage de la dalle Radier sens Y-Y



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Nait Larbi Amar Ouanes Melissa	Ferrailages des poutres	Echelle: 1/
Dirigé par	Mr Ait Aider	2020/2021

Conclusion générale :

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi que par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, et de les approfondir davantage pour ce qui concerne le domaine du bâtiment, tout en respectant la réglementation en vigueur.

Voici les points importants tirés de cette étude :

- La disposition des voiles, en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, les contraintes architecturales influençant directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur, car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement, et même sa mise en œuvre, permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et, dans la plupart des cas, déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.

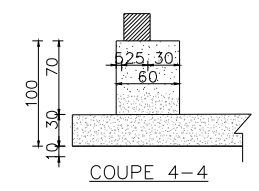
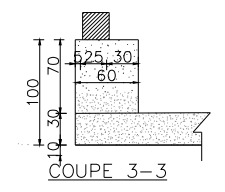
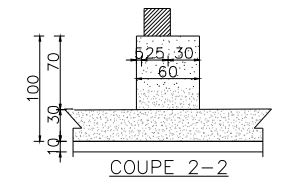
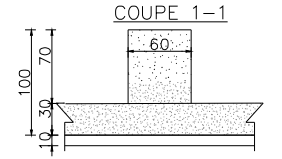
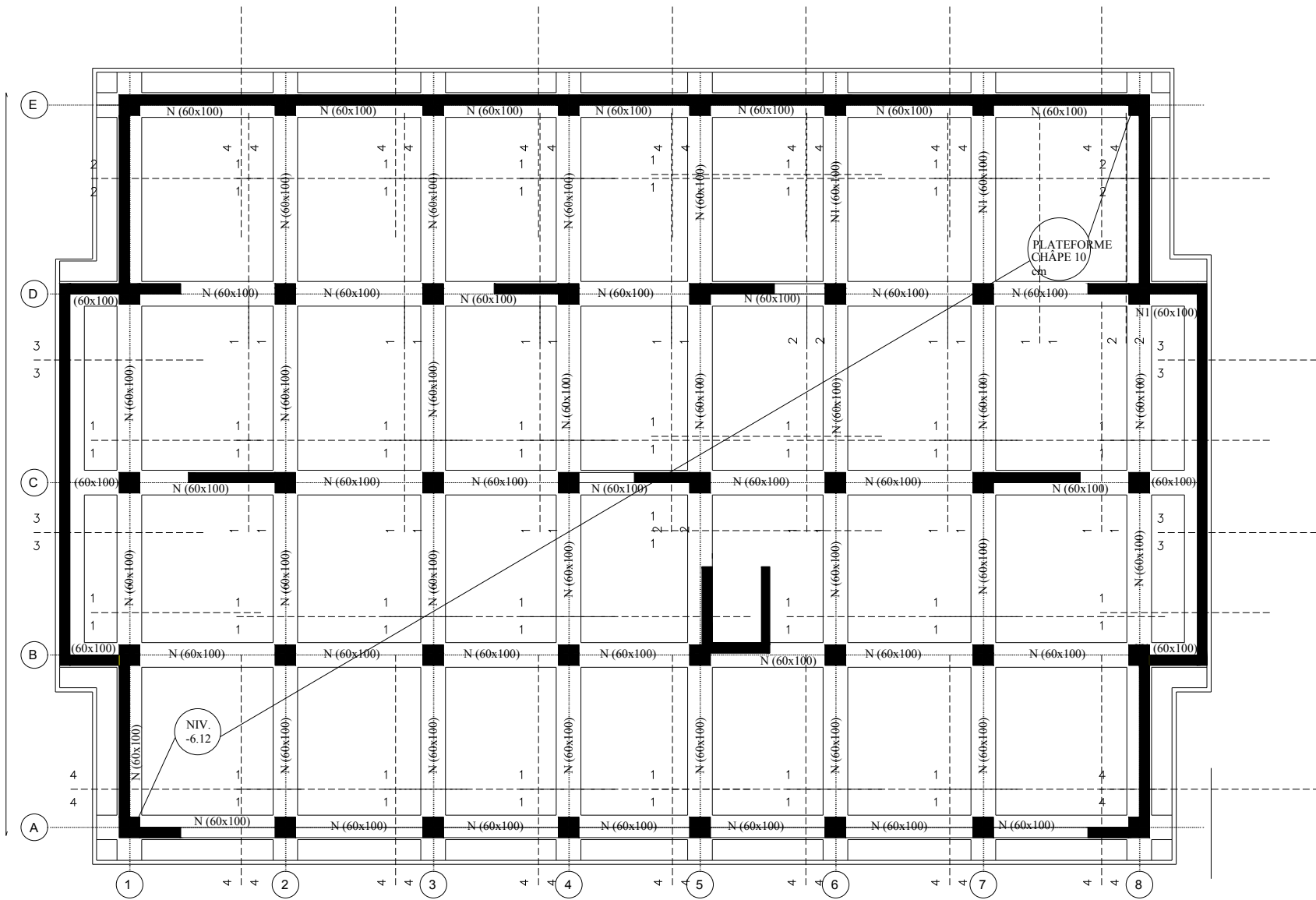
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants au niveau des zones nodales.

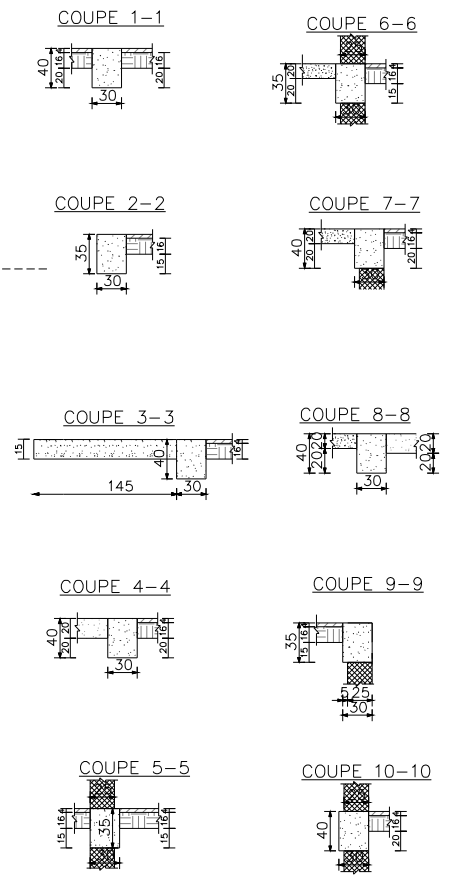
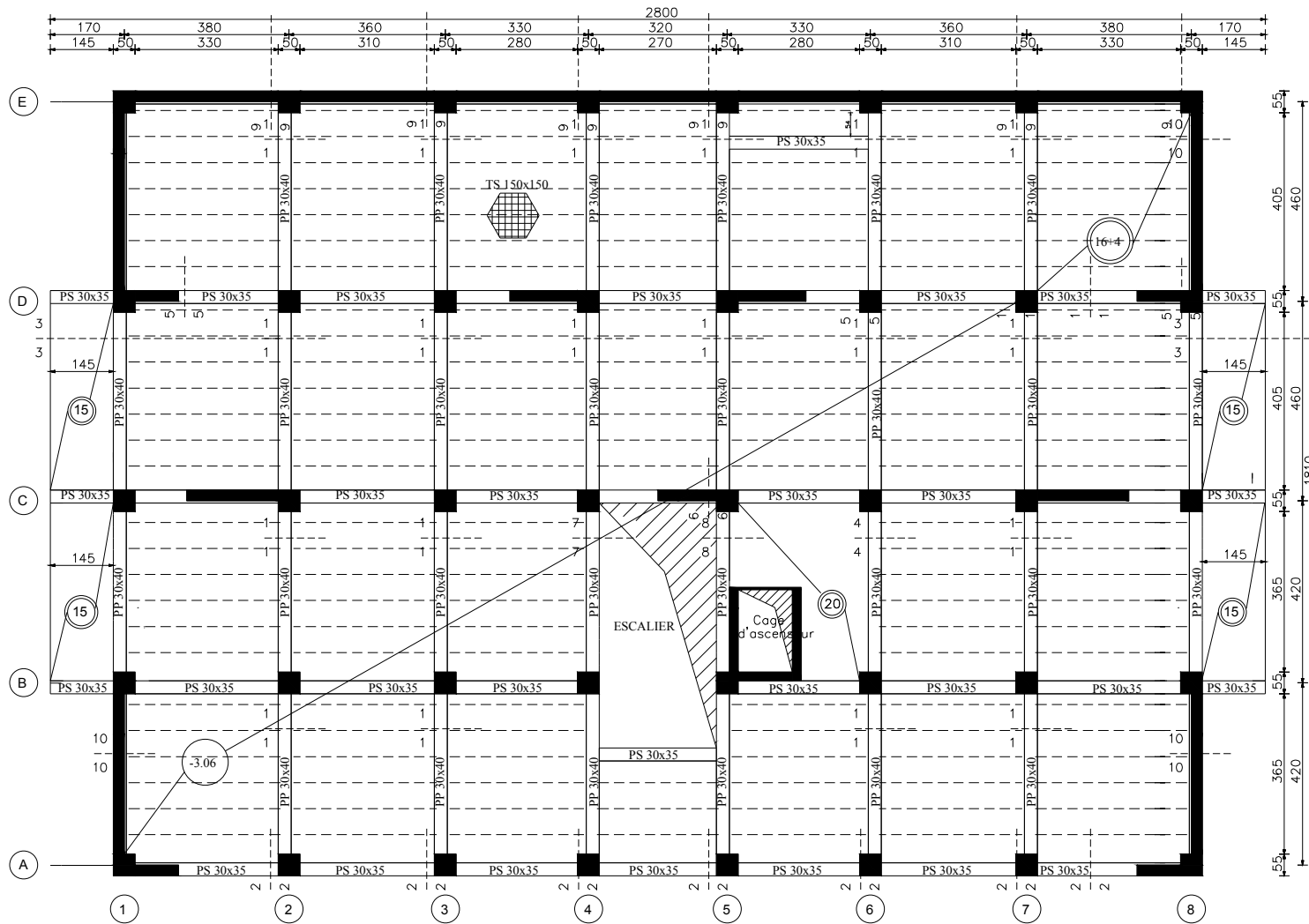
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

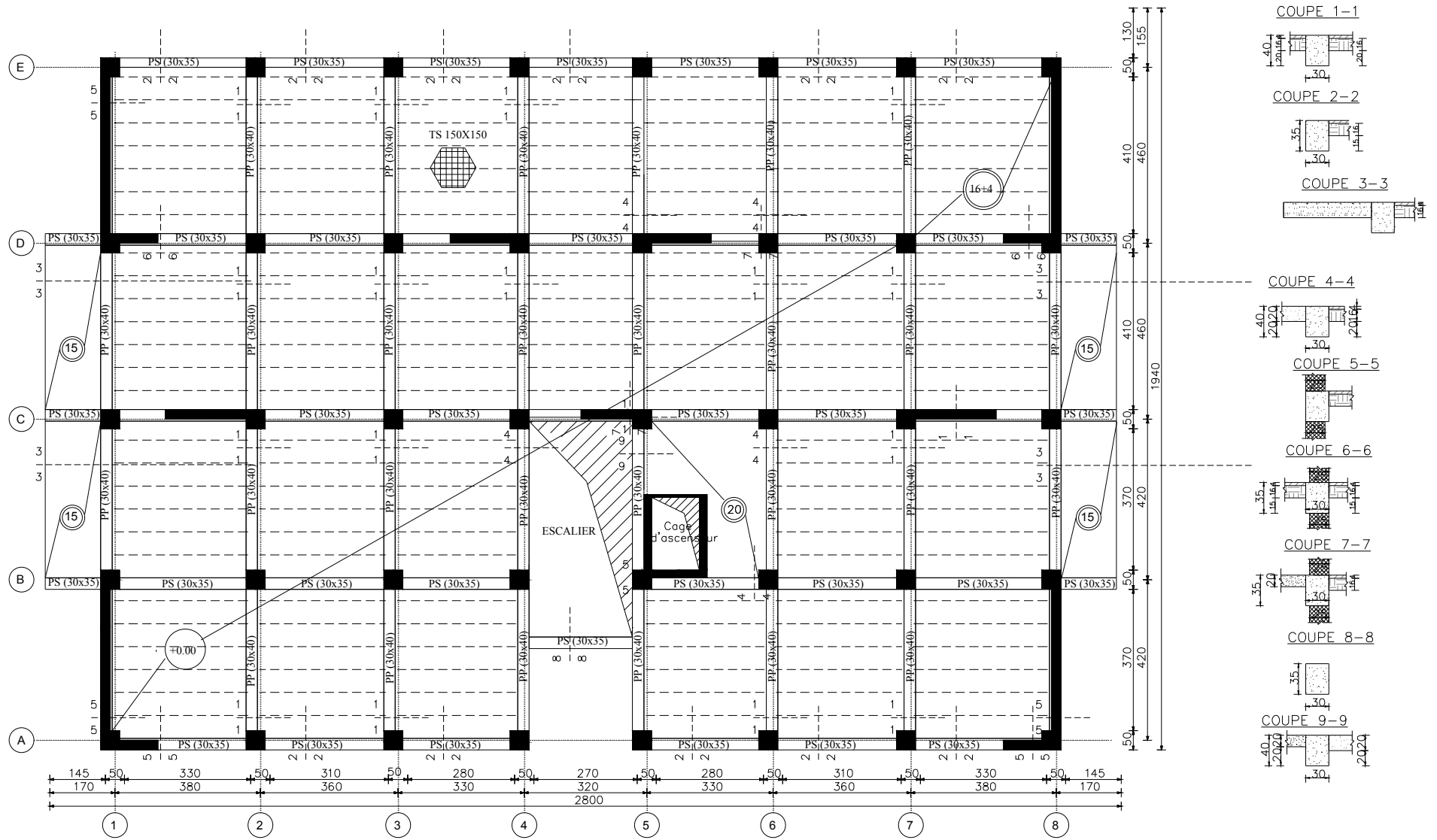
PLANS DE COFFRAGE



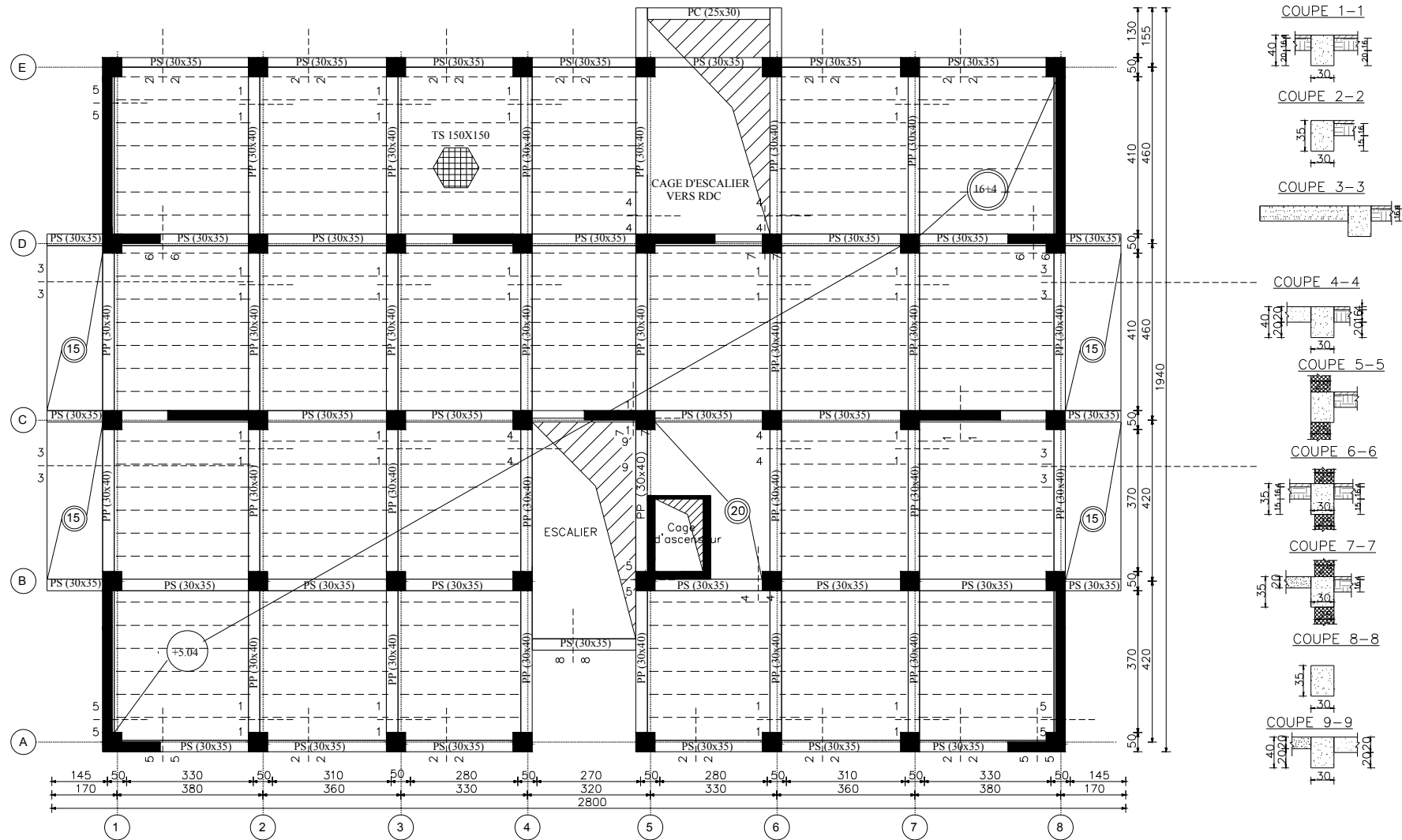
PLAN DE COFFRAGE FONDATION NIV. -6.12 m



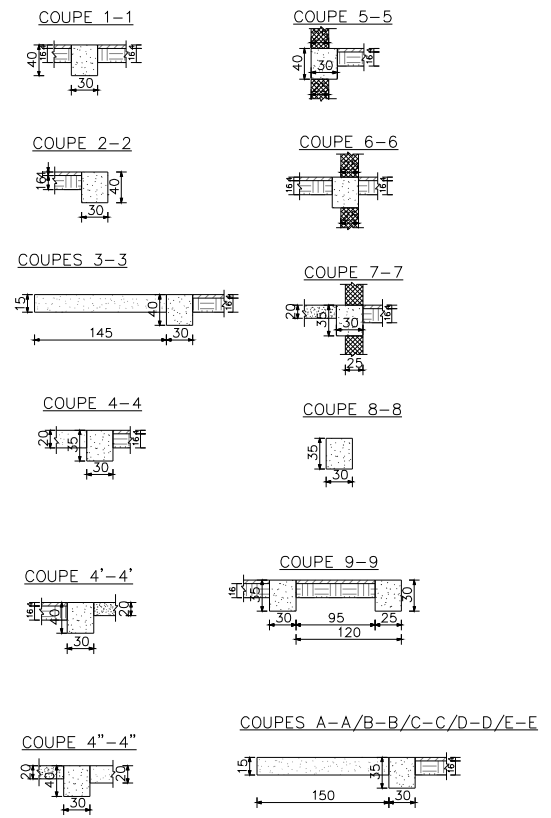
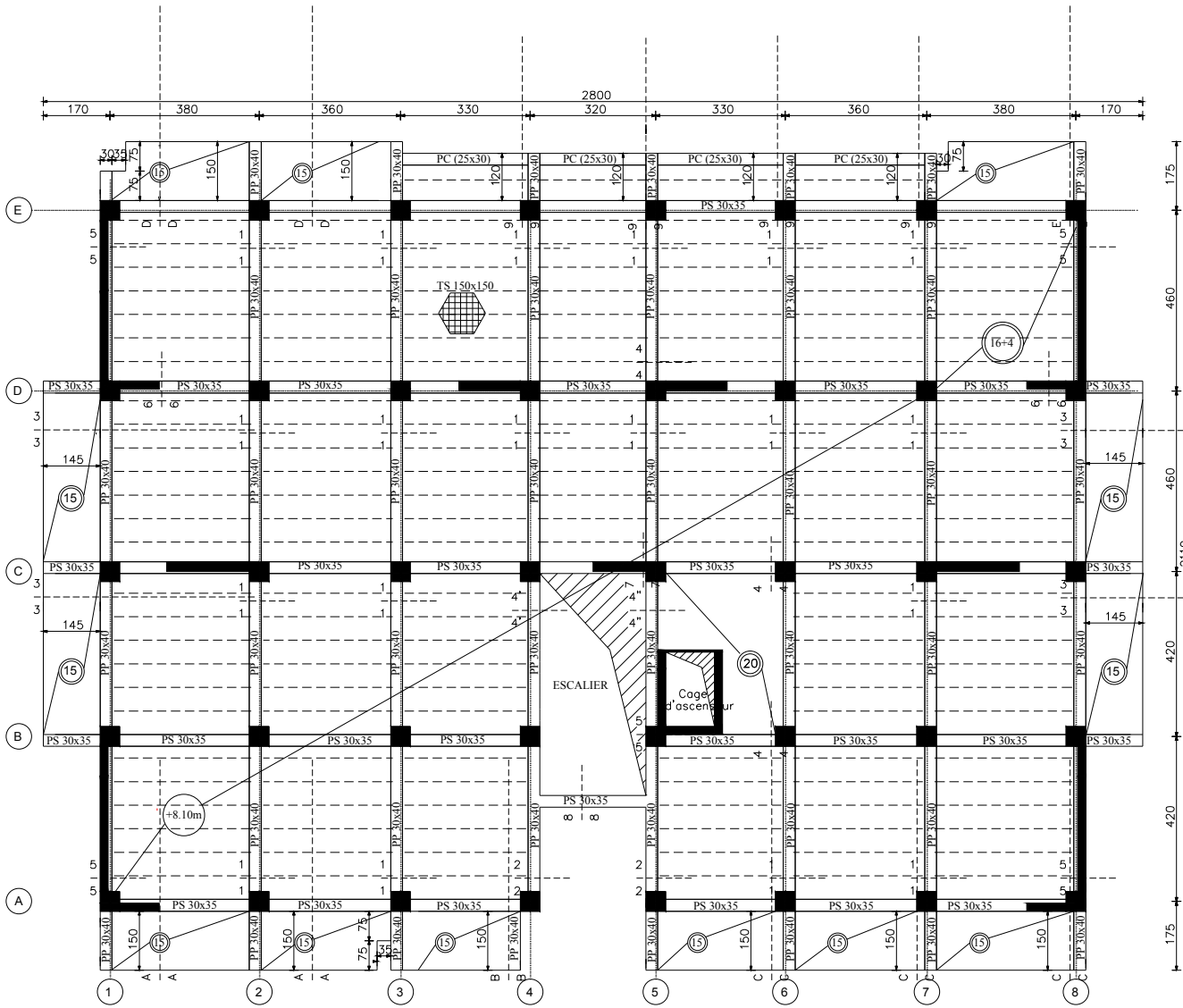
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV. -3.06 m



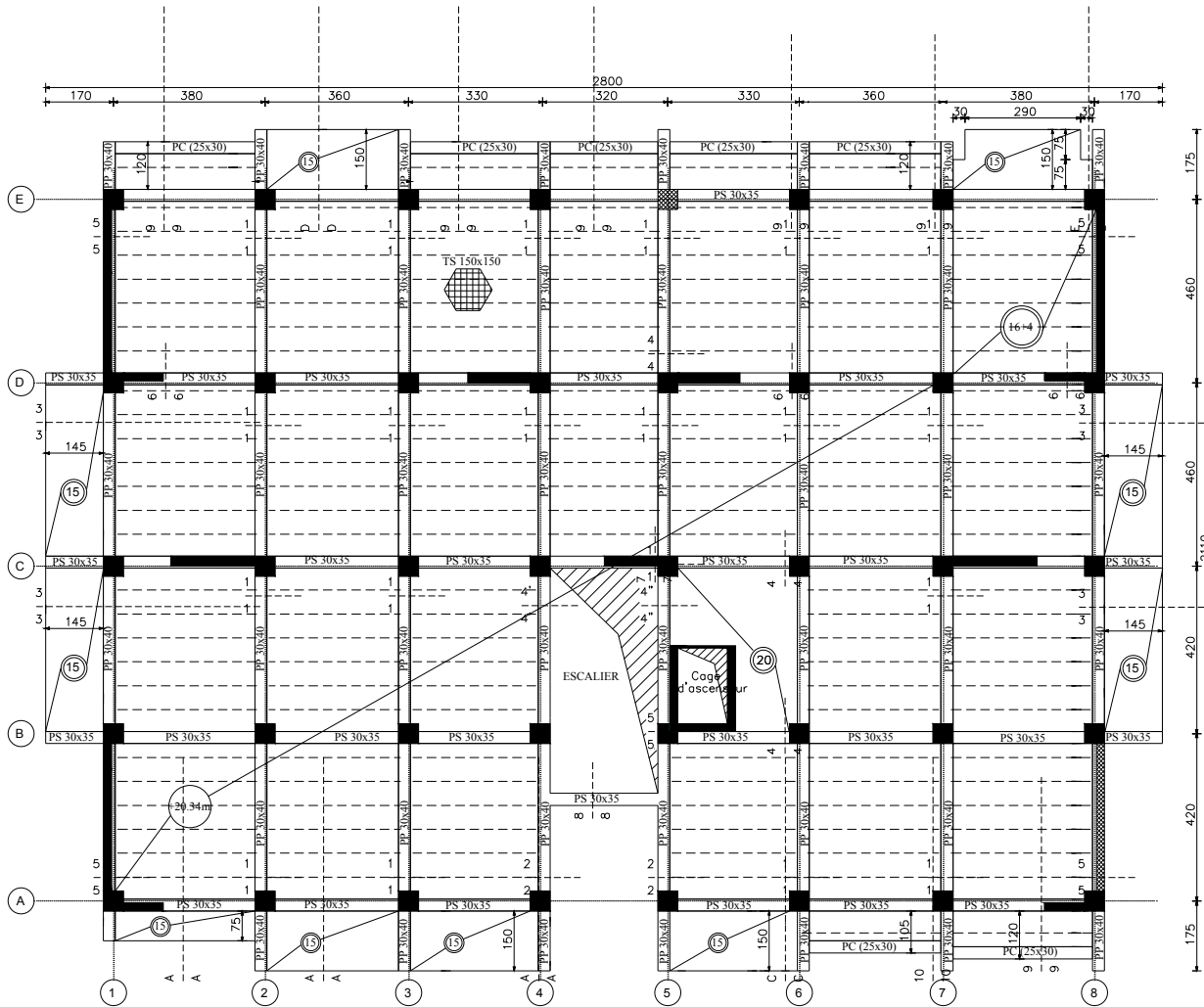
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV. 0.00m.



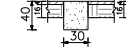
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV. 5.04m



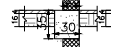
PLAN DE COFFRAGE PLANCHERS NIV. +8.10m 11.16m 14.22m 17.28m



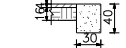
COUPE 1-1



COUPE 6-6



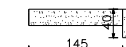
COUPE 2-2



COUPE 7-7



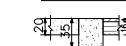
COUPE 3-3



COUPE 8-8



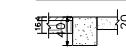
COUPE 4-4



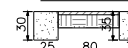
COUPE 9-9



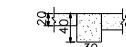
COUPE 4'-4'



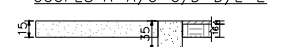
COUPE 10-10



COUPE 4''-4''



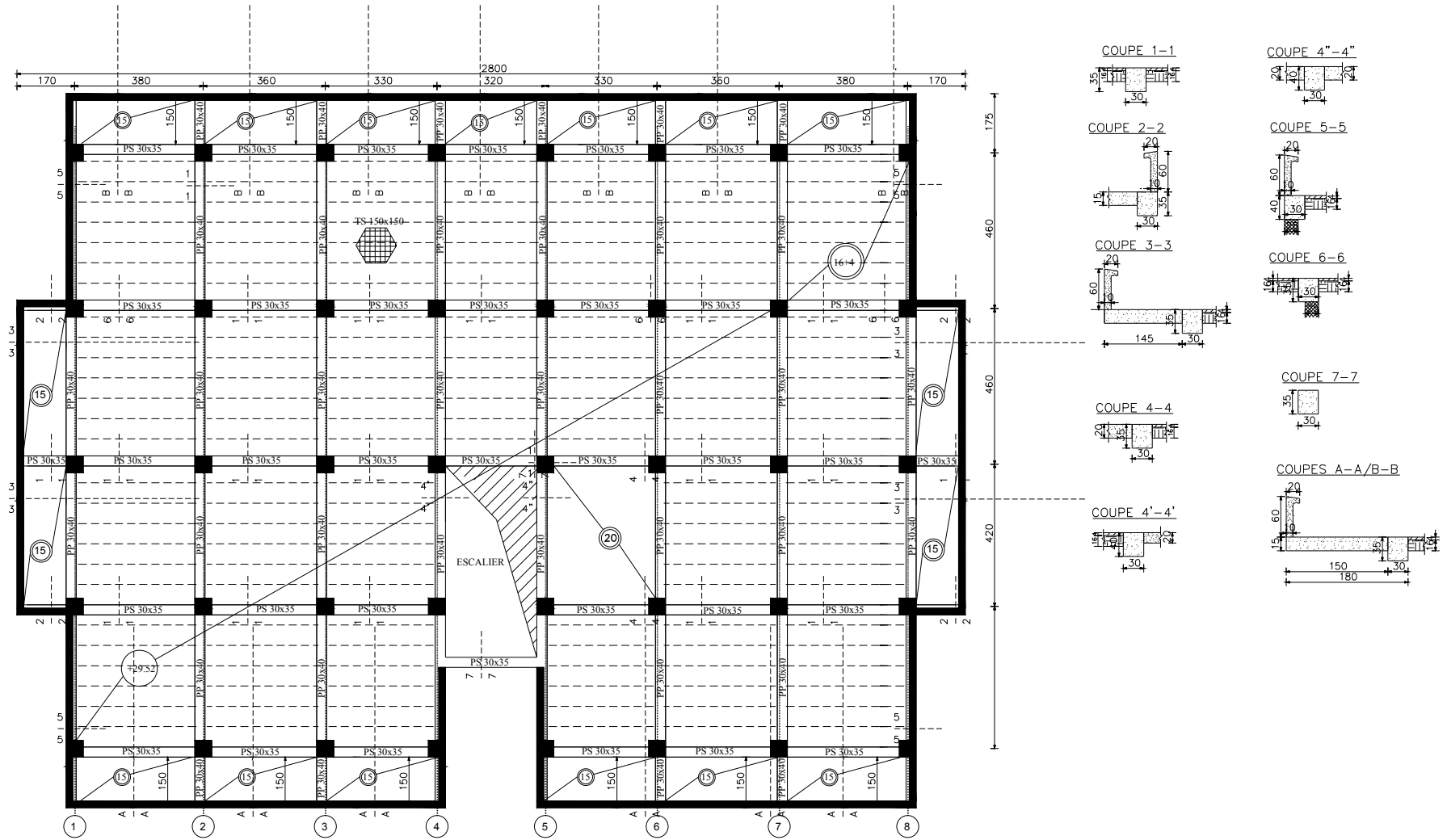
COUPES A-A/C-C/D-D/E-E



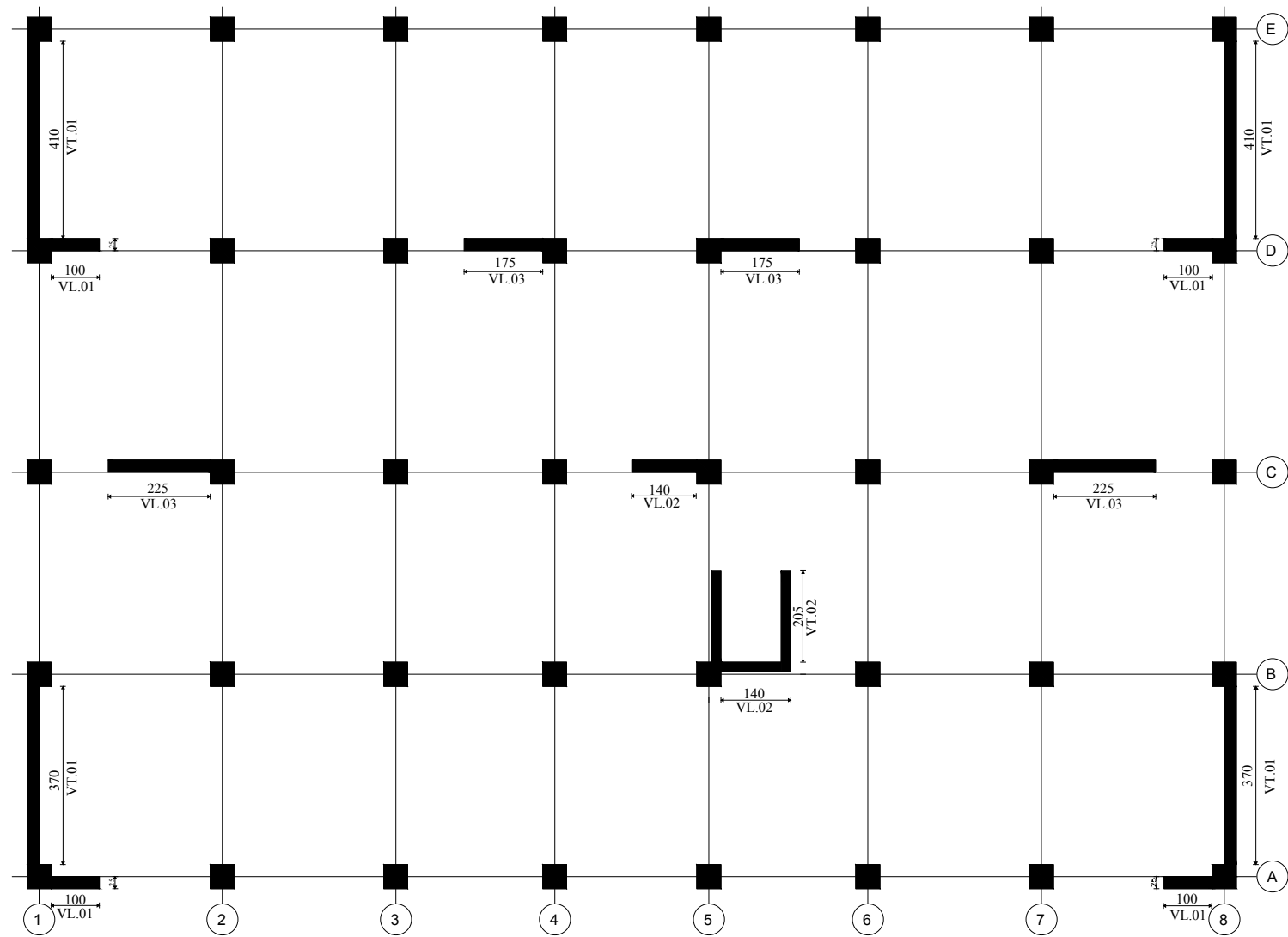
COUPE 5-5



PLAN DE COFFRAGE PLANCHERS NIV. +20.34m 23.40m 26.46m



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV. +29.52 m



DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT ET VOILES ASCENSEUR

Références Bibliographiques

1. BELAZOUGUI. M, « Le béton armé aux états limites », OPU, 2000.
2. Badoux. M, Lestuzzi. P, « Cours de l'École Polytechnique Fédéral de Lausanne, Génie Parasismique », Sept 2002.
3. DAVIDOVICI. V, « Formulaire de béton armé, tome 1 et 2 », Edition du Moniteur, 1995.
4. DAVIDOVICI. V, « La construction en zone sismique », Edition du Moniteur, 1999.
5. DAVIDOVICI. V, « Rapport de mission, séisme de Boumerdes, 21 mai 2003 », Alger, juil.2003
6. DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.
7. D.T.R.BC 2-41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
8. D.T.R. BC 2-48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 12003.
9. Eurocode 8, « Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes », XP ENV 1998-1-3, Mars 2003
10. MOUGIN. J.P, « Cour de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment », Edition EYROLLES, 1992.
11. N. ILE, « Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : Apport de l'expérimentation et de la modélisation a la conception », thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de LYON, 2000.
12. NF EN 1998-1, « Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 1 : Règles générales, actions sismiques », AFNOR, Sept 2005.
13. PERCHAT. J, « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Edition techniques de l'ingénieur,
14. PLUMIER André, « Constructions en Zone Sismique », Cours de l'université de Liège, 2006.
15. Thonier. H, « Conception et calcul des structures en bâtiment, tome III », Presses des ponts et chaussées, Paris.
16. ZACEK Milan, « Construire parasismique », Edition Parenthèses, 1996.