

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



Mémoire de fin d'études



En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

THEME

*Etude d'un bâtiment (RDC+9 étages +Sous-Sol)
à usage d'habitation contreventé par des voiles
porteurs (Avec le logiciel ETABS)*



Etudié par:

M^{me} OUBACHA Selma
M^{elle} HAMIDI Lynda

Dirigé par :

M^{me} SAIB. N

Promotion : 2021/2022



Remerciements

Je remercie tout d'abord *Dieu* tout puissant de m'avoir donné la santé, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Je remercie mes très chers parents, ma famille pour leur soutien permanent et sacrifices durant toutes ces années d'études, j'espère être à la hauteur de leurs espérances et me montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.

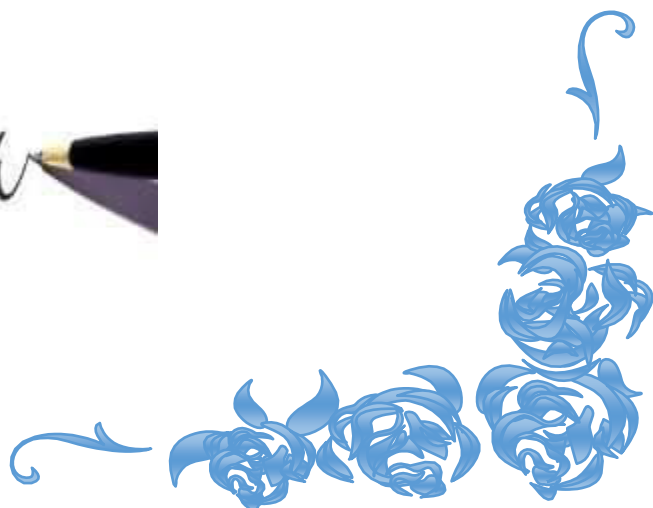
Ensuite, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de *M^{me} SAIB Nacera*, on la remercie pour nous avoir fait bénéficier de ses compétences scientifiques et pour sa disponibilité, ses orientations et ses conseils précieux.

Je remercie également les membres du jury pour l'honneur qu'ils font en acceptant de juger et d'enrichir mon travail par leurs propositions.

J'adresse mes plus vifs remerciements à l'ensemble de l'équipe pédagogique, qui nous a suivi durant notre cursus universitaire et qui nous ont transmis toutes les connaissances nécessaires à notre apprentissage.

Nos sincères remerciements vont également à tous nos amis qui nous ont apportés leurs aides d'une manière ou d'une autre.

Merci 





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

A mon très cher *Père*.

A ma très chère *Maman*.

A mon *Mari*.

A mes frères : *Said, Mourad* et *Islem*.

A mes sœurs : *Hassina* et *Thanina*.

A mon neveu : *Yastène*

A mon *beau-père*

A ma *belle-mère*

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines.

A mon amie et binôme *Lynda*

A mes amis : *Fadila, Tassadit, Nassima, Yanel* et *Meriem*.

A toute ma famille et ma belle-famille.

A tous mes amis et collègues, je dis merci pour tous ce qui m'ont aidés
de loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.

Selma OUBACHA





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

A mon très cher *Père*.

A ma très chère *Maman*.

A mes frères : *Nassim* et *Amine*

A ma sœurs : *Imane*

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines.

A mon amie et binôme *OUBACHA Selma*

A mes amis : *Zaki, Yanel, Fadila, Tassadit, Meriem, Sonia*.

A toute ma famille.

A tous mes amis et collègues, je dis merci pour tous ce qui m'ont aidés de loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.

HAMIDI Lynda



Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	2-15
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	16-37
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	38-125
• III.1. Acrotère	38-46
• III.2. Planchers	47-72
• III.3. Les balcons	71-76
• III.4. Cage d'ascenseur	77-91
• III.5. Les escaliers	92-112
• III.6. La poutre palière	113-125
Chapitre IV : La modélisation par le logiciel ETABS	126-140
Chapitre V : Vérification des Exigences du RPA	141-155
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	156-189
• VI-1- Ferrailage des poteaux	156-166
• VI-2- Ferrailage des poutres	167-174
• VI .3 Ferrailage des voiles	175-189
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	190-222
Chapitre VIII : Etude de mûr plaque	223-231
Conclusion générale	
Références bibliographiques	



Introduction générale

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

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

Notre étude est menée suivant les règles **BAEL91 modifié 99** et le **RPA99 (version 2003)** et les **DTR** Algériens. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment en **(R+9+Sous-sol)** à usage d'habitation.

Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :

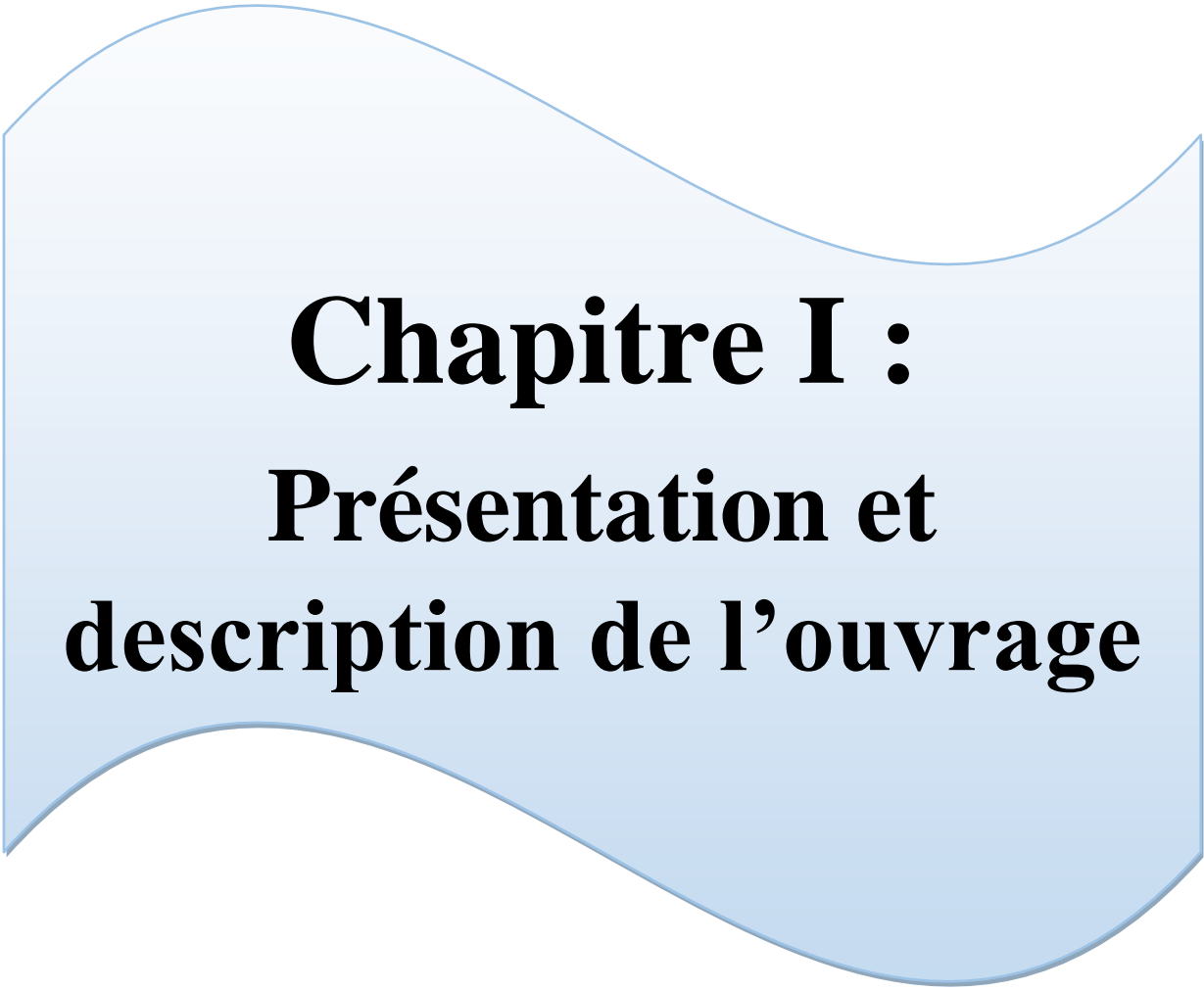
Dans la première partie, nous présenterons l'ouvrage et ses constituants et les matériaux de constructions, puis nous précéderont au pré dimensionnement des éléments et enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escaliers...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif, de déterminer les ferraillements des différents éléments principaux. Pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul **ETABS**, qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- La caractéristique vibratoire (période propre et mode propre de la structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux, voiles.

Enfin et dans la troisième partie, l'étude de l'infrastructure, consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments qui permettent de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

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



Chapitre I :
Présentation et
description de l'ouvrage

Introduction :

Ce chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec les différentes caractéristiques, mécaniques des matériaux qui le constituent.

Le projet en question consiste en l'étude et calcul d'une structure (**RDC+ 9 étages +sous-sol**) a usage d'habitation. Ce bâtiment est d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**), implanté à Boghni Cette région est classée en (**zone IIa**) selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**).

I-1 : Description de l'ouvrage :

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

- Un (01) rez-de-chaussée.
- Neuf (09) étages à usages habitation.
- Une (01) cage d'escalier.
- Une (01) d'ascenseur.
- Un (01) sous-sol (parking).

I-2 : Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont :

- Longueur totale.....29.00 m
- Largeur totale..... 25.35 m
- Hauteur Totale34.68 m
- Hauteur du sous-sol04.08 m
- Hauteur de RDC03.06 m
- Hauteur de l'étage courant03.06 m
- Hauteur de l'acrotère00.60 m

I-3 : Eléments De l'ouvrage :**I-3-1 : L'Ossature :**

L'ossature du bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant un système des portiques transversaux et longitudinaux destinés à reprendre la totalité des charges et surcharges verticales, et des voiles en béton armé dans les deux directions assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

I-3-2 : Les planchers :

Sont des parties horizontales de la construction, ont pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment et supportant les revêtements et surcharges, le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression.

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- Le plancher supporte son poids propre et les charges d'exploitation, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- Le plancher assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation)
- Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Dans notre projet, on a opté pour deux types de planches : **plancher en corps creux** et **plancher en dalle pleine**.

a. Plancher à corps creux :

Les plancher à corps creux est un plancher en béton armé constitué de trois éléments : **une poutrelle, des hourdis et une dalle de compression**, ils sont portés par des nervures appelés poutrelles qui assurent la fonction de portance ainsi que la transmission des charges à l'élément horizontal (poutres) et ensuite à l'élément vertical (poteaux, voiles).

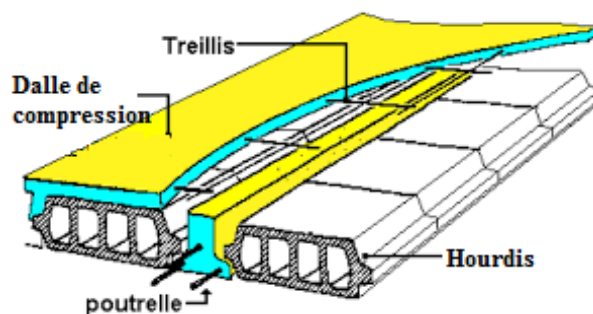
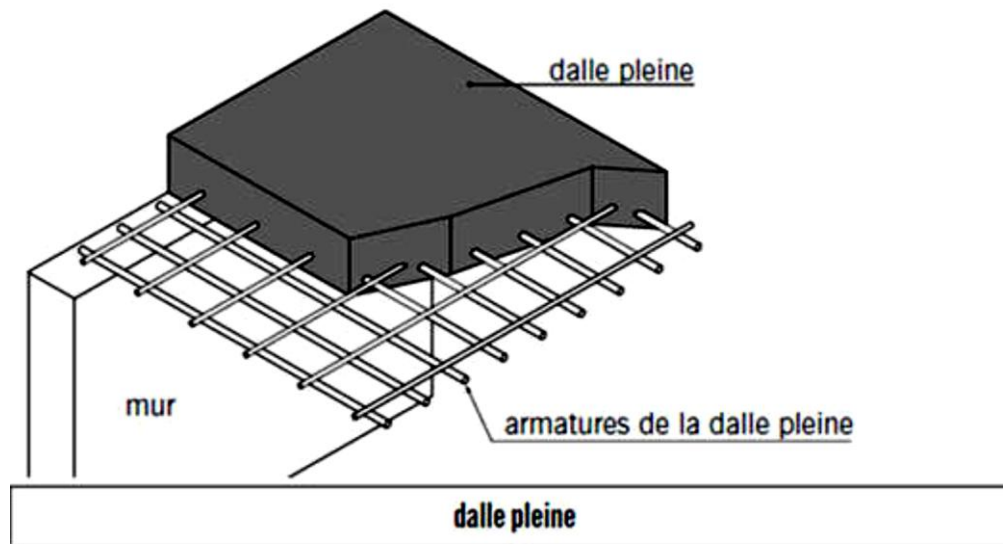


Figure I.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

b. Plancher en dalles pleines :

Ce sont des dalles pleines en béton armé, plus résistants et plus lourds comparés aux planchers à corps creux, sont prévus au niveau de la cage d'ascenseur et les balcons.



I-3-3 : Maçonnerie :

On distingue deux types :

- **Les murs extérieurs (murs de façade) :** seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs (murs de séparation) :** seront réalisés en simple cloison de brique de 10cm.

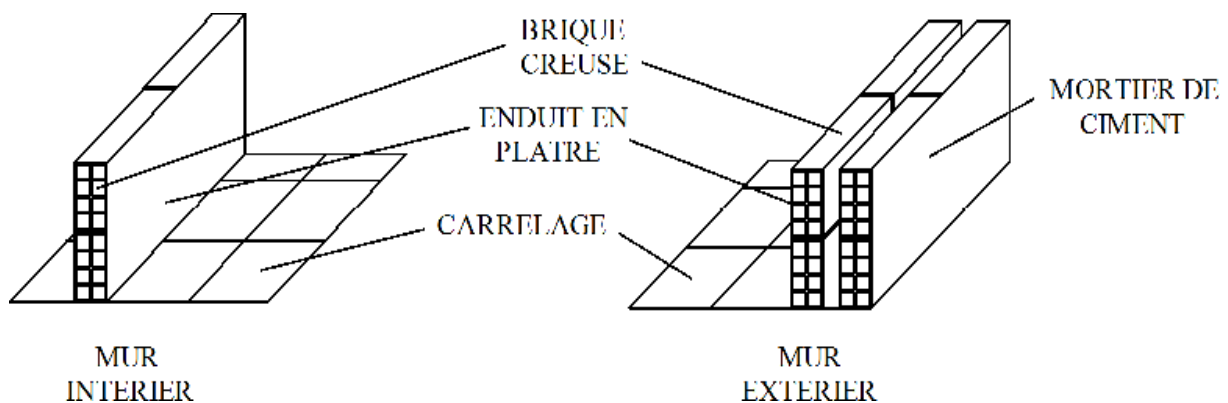


Figure I.2 : Les murs intérieurs et extérieurs

I-3-4 : Contreventement :

Le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un bâtiment vis-à-vis des effets horizontaux (séisme et vent).

En utilisant pour cela :

- Des portiques constitués par des poteaux et des poutres.
- Des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal.

I-3-5 : Escaliers :

- Un **escalier** est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou gradins, qui permet le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.
- Notre bâtiment comporte un type d'escaliers à deux volées et un palier de repos en béton armé coulés sur place.

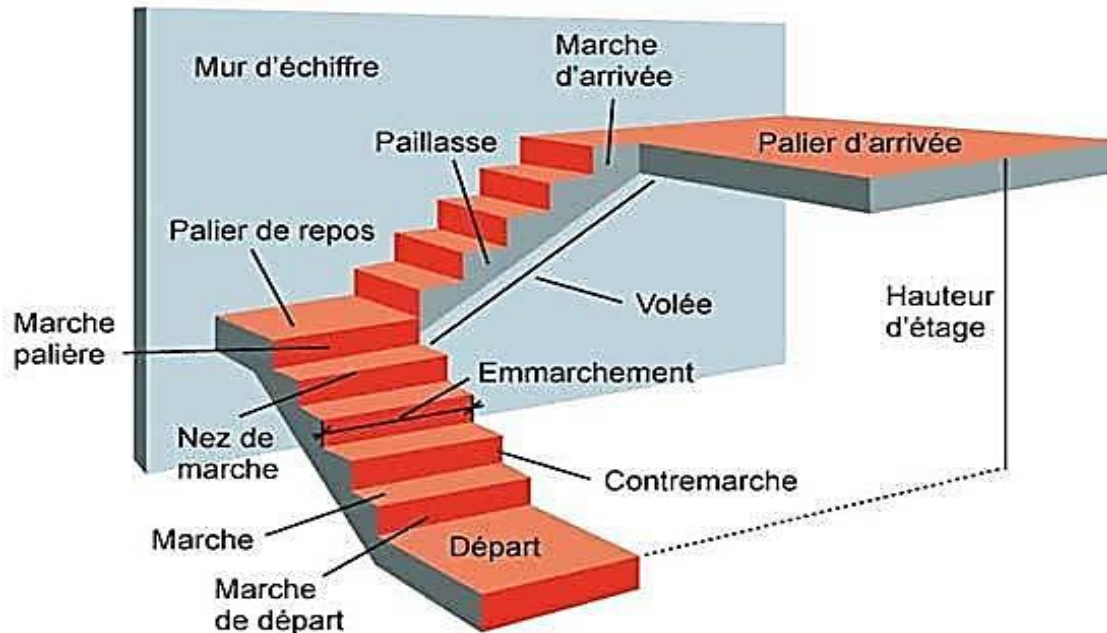


Figure I.3 : Escaliers en béton armé.

I-3-6 : La cage d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de notre bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages, Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

I-3-7 : Revêtement :

- **Mortier de ciment:** pour les murs de façade, sanitaires, cage d'escaliers.
- **plâtre en enduit:** pour les murs intérieurs et les plafonds de 2 cm d'épaisseur.
- **Revêtement en Céramique:** pour les salles d'eau et les cuisines de 2 cm d'épaisseur.
- **Carrelage:** pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, pour éviter la pénétration des eaux pluviales.

I-3-8 : Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure en béton armé dont la hauteur est de **60cm**, il est encastre au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse.

I-3-9 : Terrasse :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

I-3-10 : Les balcons :

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme, se dégageant du mur d'un édifice, il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice.

I-3-11 : L'infrastructure :

L'infrastructure est composée essentiellement des fondations d'un ouvrage ainsi que d'éventuels niveaux enterrés.

I-3-12 : Les fondations :

Les fondations sont des éléments situés à la base de la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol par une liaison direct avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. Il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum.

On distingue trois types de fondations : superficielles, semi profondes ainsi que profondes.

I-3-13 : La réglementation utilisée :

Nos calculs respecteront les règlements en vigueurs ; à savoir :

- Règlement parasismique algérien (**RPA 99 modifier 2003**).
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (**BAEL 91 modifier 99**).
- Document technique réglementaire (**DTR-BC-22**) charge et surcharge d'exploitation.
- Conception et calcul des ouvrages en béton armé (**CBA93**).
- La contrainte admissible de sol $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bar}$

I-4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I-4-1 : Le béton :**

Le béton est un matériau qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage dans des proportions bien définies et homogène pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les

propriétés. De point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, .C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

On utilise la méthode de **DREUX-GORISSE** pour déterminer les quantités optimales de matériaux (eau **E**, ciment **C**, sable **S**, gravillon **g** et gravier **G**) nécessaire à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des Charges.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment Portland 325 (**CPJ 325**), destiné à offrir une protection efficace des armatures.

1-4-1-1 : Composition :

a. Ciment :

Le (**CPA42,5; CEM1 42**) (ciment portland composé de classe **425**), est le liant le plus couramment utilisé il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats, et dans **1m³** du béton en a (350 kg/m³ de ciment de classe **CPA42,5 ; CEM1 42,5**.)

b. Granulats :

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton (sable et gravier).et dans 1m³ du béton en a :

- 400 Kg de sable de diamètre **D_g ≤ 5mm**.
- 800 Kg de gravier de diamètre **D_g ≤ 25mm**

c. Eau de gâchage :

Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécanique de béton, et dans **1m³** de ce dernier on utilise (**175** litres d'eau de gâchage).

I-4-1-2 : Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances :

a. Résistance caractéristique à la compression (f_{cj}) :

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours.

Cette résistance est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée ayant un **diamètre** de **16cm** et une **hauteur** de **32cm** par compression axiale après 28jours de durcissement.

➤ Dans notre étude, on prendra : **f_{c28} = 25MPA**.

Pour : **f_{c28} ≤ 40MPA**

$$\text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad [\text{Art A.2.1, 11}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

$$\text{Si } j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} > 40 \text{MPa}$

$$\text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad [\text{Art A.2.1, 11}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

$$\text{Si } j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

Avec :

f_{cj} : La résistance caractéristique à "J" jours.

f_{c28} : La résistance caractéristique à "28" jours.

b. Résistance caractéristique à la traction (f_{tj}) :

La mesure directe de la résistance à la traction f_{tj} , par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$\text{Si } f_c \leq 60 \text{ MPA} \rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad [\text{Art A.2.1, 12}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

$$\text{Si } f_c > 60 \text{ MPA} \rightarrow f_{tj} = 0,275 f_{cj}$$

➤ Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$\Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I-4-1-3 : Module de déformation longitudinale du béton :

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

a- Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de "j" jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté E_{ij} , est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{Art A.2.1, 21}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ MPa}$

$$E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

b- Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, et afin de tenir en compte l'effet de **retrait** et de **fluage**, on prend un module de déformation égale a :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{Art A.2.1, 22}] \text{ BAEL91 modifié 99}$$

Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc: $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$

$$E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I-4-1-4 : Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale noté **G**, est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \rightarrow [\text{Art A.2.1.3}] \text{ BAEL91 modifié 99}$$

Avec :

E : module de déformation longitudinale instantanée du beton (module de young)

ν : Coefficient de poisson.

- Coefficient de poisson " ν " : [Art A.2.1.3] BAEL91 modifié 99

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

Il est égale à :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (ELS).

I-4-1-5 : Contraintes limites :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux également BAEL 91(béton arme aux états limites) base sur la théorie des états limites quelle définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de Sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a. Etat Limite Ultime (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, il se traduit par la perte d'équilibre et l'effort unitaire de stabilité de forme (flambement des pièces élancées), surtout à la perte de résistance mécanique qui conduit à la ruine de la construction.

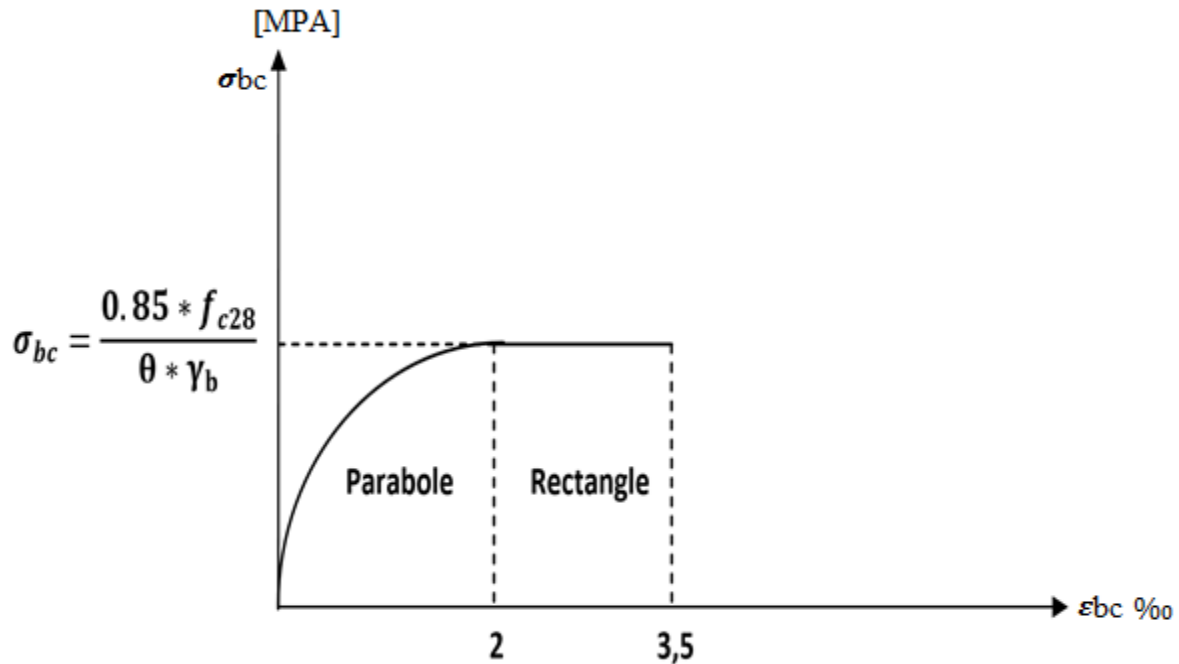


Figure I.4: Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU

Avec :

σ_b : Contrainte de calcul du béton en compression.

ϵ_b : Déformation du béton en compression.

a.1. Contrainte limite ultime à la compression :

La contrainte ultime du béton en compression, notée, est définie par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad [\text{Art A.4.3, 41}] \text{ BAEL91 modifié 99}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité.

Tel que : $\gamma_b = 1.5$ Situations courantes (durables)

$\gamma_b = 1.15$ Situations accidentelles

θ : Coefficient qui dépend de la durée "t" d'application des combinaisons d'action.

Tel que : $\theta = 1$ Si $t > 24h$

$\theta = 0,9$ Si $1h \leq t \leq 24h$

$\theta = 0,85$ Si $t < 24h$

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à **j = 28 jours** ($f_{c28} = 25\text{MPa}$) en situation courante ($\gamma_b = 1,5$) et ($\theta = 1$), on aura :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

a.2. Contrainte de cisaillement à l'ELU : → (BAEL91/Art A.5.1 ,21)

- * $\tau_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa})$ pour les fissurations peu nuisibles.
- * $\tau_u = \min(0,10f_{c28}; 4\text{MPa})$ pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

b. Etat Limite de service (ELS) :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

b.1. Contrainte limite de service à la compression :

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

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$ [Art A.4.5, 2] BAEL91 modifié 99

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas :

à 28 jours ; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$ avec $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

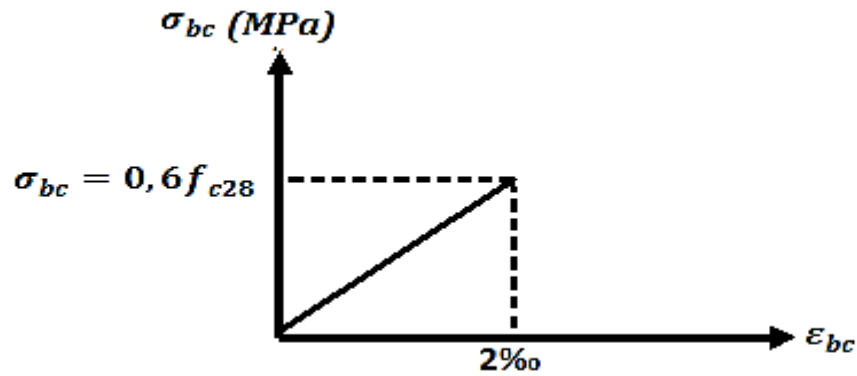


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

* $\epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ \Rightarrow c'est l'état élastique (en applique la loi de hook qui dit : $\sigma = E \cdot \epsilon_{bc}$).

d) Contrainte limite de cisaillement a l'ELS..... (Art : A5.1.1 BAEL) :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad [\text{Art A.5.1, 21}] \text{ BAEL91 modifié 99}$$

Avec : b_0 : largeur de la section cisailée

d : la hauteur utile de la poutre ($d=h-c$)

V_u : valeur de l'effort tranchant effectif de calcul dans la section étudiée (calculée à L'ELU)

La contrainte limite de cisaillement est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u = \min (0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa})$$

- **Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :**

$$\tau_u = \min (0.15 f_{c28}/\gamma_b, 4\text{MPa})$$

I-4-2 : Les Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

L'objectif des aciers est de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriqués en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids,

en générale ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modes d'élasticités et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Les aciers utilisés sont les suivants :

- **Les aciers à hautes adhérences** feE400 et feE500
- **Treillis soudés** formés par assemblage des barres tréfilées soudées

I-4-2-1) Module d'élasticité longitudinale :

A l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types D'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \quad [\text{Art A.2.2, 1}] \text{ BAEL91 modifié 99.}$$

I-4-2-2 : Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson (ν) pour les aciers il est pris :

$$\nu = 0.3$$

I-4-2-3) Contrainte limite dans les aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte σ et la déformation relative ε .

a. Etat Limite Ultime (ELU) :

Les armatures d'acier sont destinées à reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad [\text{Art A.4.3, 1}] \text{ BAEL91 modifié 99}$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

- * γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier
- * $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ pour les situations courantes (durables)
- * $\gamma_s = 1 \rightarrow$ pour les situations accidentelles.
- * $\sigma_{st} = 384 \text{ MPa}$ pour les aciers à haute adhérence

- **Diagramme déformations-contraintes : [Art A.2.2, 2] BAEL91modifié 99 :**

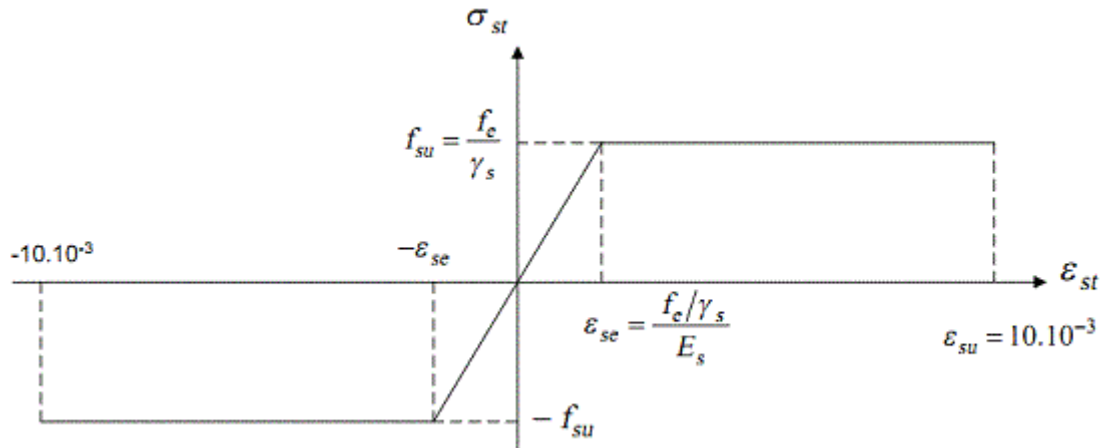


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

c. Etat Limite de service (ELS) :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration

On distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu préjudiciable : [Art A.4.5, 32] BAEL91modifié 99) :**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Fissuration préjudiciable : [Art A.4.5, 33] BAEL91modifié 99) :**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. Il y'a risque d'infiltration, donc la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right\}$$

Avec :

- η : coefficient de fissuration
- $\eta=1$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.
- $\eta= 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi \leq 6\text{mm}$).
- $\eta= 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\Phi \geq 6\text{mm}$).

- **Fissuration très préjudiciable : [Art A.4.5, 34] BAEL91modifié 99) :**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz), ou bien doivent assurer une étanchéité il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$


I-4-2-4 : Protection des aciers : [Art A.7.2, 4] BAEL91modifié 99) :

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

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

Conclusion :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction.



Chapitre II
Pré-dimensionnement
des éléments

Introduction :

Après avoir déterminé les différents éléments de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments de contreventements tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et en fin les voiles. Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- **D.T.R–B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- **D.T.R–B.C.2.41** : Code du Béton Armé (**CBA 93**).
- **BAEL 91** : Béton Armé aux états limites.
- **D.T.R–B.C.2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles.
- **D.T.R–B.C.2.48** : Règles parasismiques algériennes (**RPA99**) **modifié en 2003**.

II.1 : Le pré dimensionnement des éléments :**II.1.1 : Les Planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, ils ont une épaisseur e faible par rapport à leur dimension en plan, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis, leur fonction principale est de résister et supporter un poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations, assurant aussi une fonction d'isolation acoustique et thermique entre les étages d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

➤ Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

- **Plancher en dalle pleine**
- **Plancher en corps creux**

a) plancher en corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \rightarrow \text{BAEL 91/Art .6.8, 424)}$$

Avec :

h_t : hauteur total de plancher.

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

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la Position de la poutrelle.

- Le RPA exige : On prend $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa RPA (Art.7.4, 1).
- On prend : $L_{max} = L - 25$.

$$L = 440 \text{ cm} \rightarrow L_{max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

$$h_t = (415/22.5) = 18.44 \text{ cm}$$

Pour faciliter l'exécution, et pour des raisons commerciales on adoptera un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4) pour tous les étages, avec :

- Epaisseur du corps creux = **16cm**
- Epaisseur de la dalle de compression = **4cm**

Ce dimensionnement reste valable pour le reste des planchers.

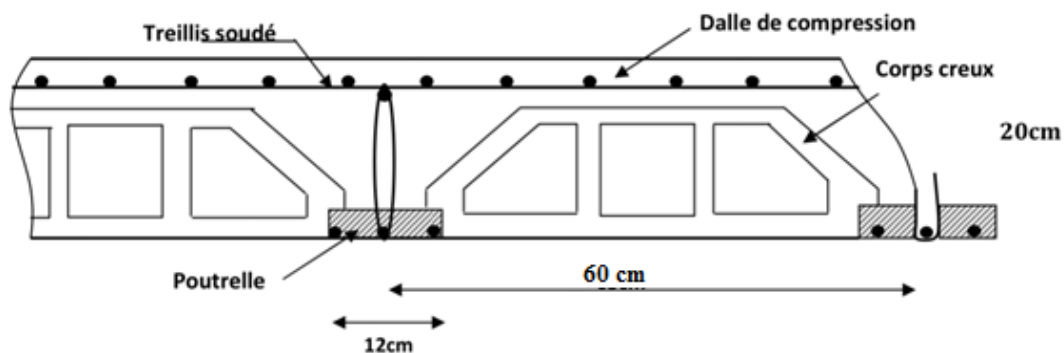


Figure II-1 : Coupe verticale du plancher corps creux.

b) Planchers en dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion
- La résistance au feu.
- Résistance phonique : (règles techniques CBA93)

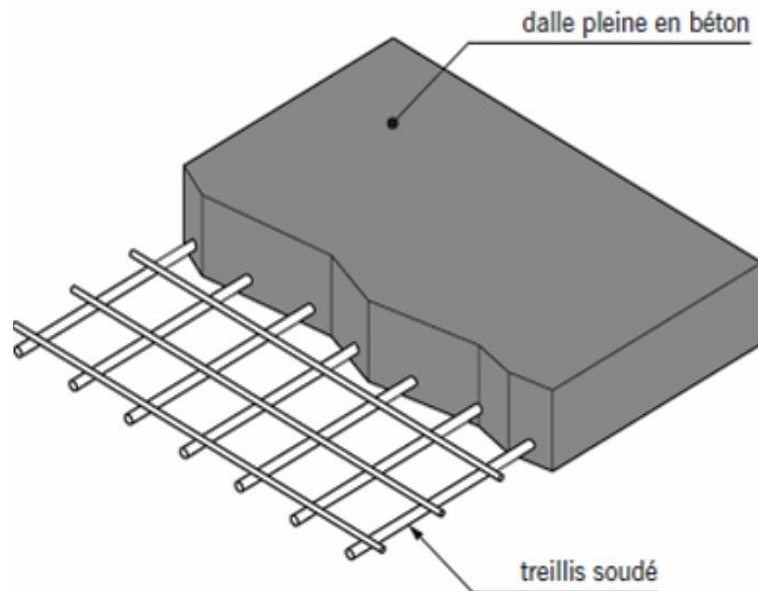


Figure II-2 : Plancher en dalle pleine

1- La résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{Lx}{40} \leq e_p \leq \frac{Lx}{35}$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e_p \leq \frac{Lx}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

1- La dalle reposant sur 3 appuis a une portée : $L_x = 135 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } \frac{135}{40} \leq e_p \leq \frac{135}{35} \rightarrow 3,38 \leq e_p \leq 3,85$$

Conclusion : $e = \max \{3 ; 15\} \text{ (cm)}$

Pour la dalle pleine on adoptera : $e_p = 15 \text{ cm}$

2- La résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_p = 7 \text{ cm pour une heure de coupe-feu.} \\ e_p = 11 \text{ cm pour deux heures de coupe-feu.} \\ e_p = 17,5 \text{ cm pour un coupe-feu de quatre heures.} \end{array} \right.$$

On prend $e = 11 \text{ cm}$.

2- Résistance phonique : (règles techniques CBA93) :

- Selon les règles du **CBA93**, la loi de masse exige pour une bonne :
- Isolation acoustique que la masse du plancher soit supérieure à **350kg/m²**.
- $M_P = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow e \geq \frac{M_P}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m}$
- Avec : $\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Conclusion : $e = \max [14, 15] \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur : **ep = 15 cm**.

II.1.2 : Les poutrelles :

Les poutrelles sont des pièces fléchies de section en T :

➤ D'après le **B.A.E.L. 91 modifié 99** : les dimensions de La poutrelles doivent vérifier :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

h_t = 20 cm → **h=16 cm** : épaisseur de corp creux

→ **h₀=4 cm** : épaisseur de la dalle de compression

L_n : c'est la distance entre les axes de poutrelles

Dimension du corps creux on prend la distance **L_n = 60cm**.

La largeur de la nervure est fixée généralement à **b₀ = 12cm**.

Donc pour **L_n=60cm ; b₀ = 12cm ; L = 440 cm** on adopte :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

b₁ min (24 ; 40 ; 32) donc, b₁ = 24cm.

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

➤ Donc les dimensions des poutrelles étudiées sont :

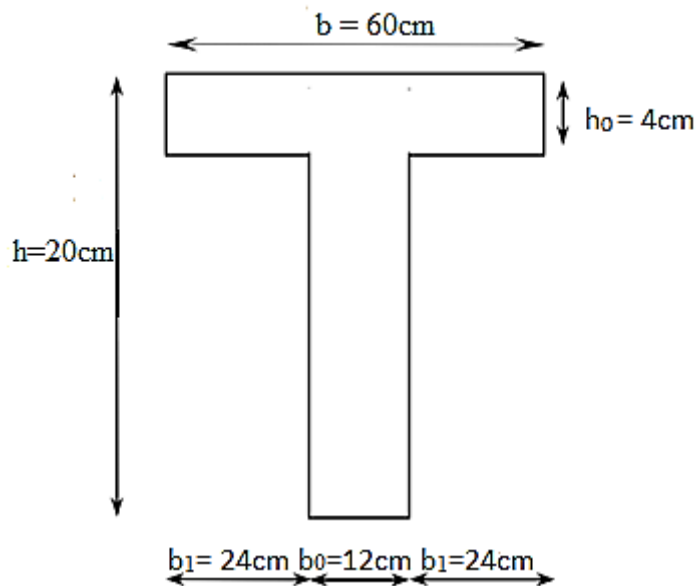


Figure II-3 : Les dimensions adoptées pour les poutrelles

II.1.3- Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des planchers et les transmettre aux éléments verticaux (poteaux et voiles). On distingue des poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et des poutres secondaires qui assurent le chaînage. On gardera une section rectangulaire constante pour tous les niveaux. D'après les prescriptions préconisées par le **RPA 99**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Hauteur** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{20}$
- **Largeur** : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

L : portée maximum entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

- * Largeur: $b \geq 20\text{cm}$; $b_{\text{max}} \leq 1,5h + b$
- * Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$. (**RPA99. Art 7.5.1**)
- * Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

II-1-3-1 : Poutres principales (PP):

Éléments porteurs horizontaux et linéaires faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment qui reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Sachant que : $L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$

- **Hauteur** : $415 / 15 \leq h_{pp} \leq 415 / 10$ $27.66\text{cm} \leq h_{pp} \leq 41.5\text{cm}$

Nous optons pour **pp= 35 cm**.

- **Largeur** : $0,4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0,7 \times 35$ $14\text{cm} \leq b_{pp} \leq 24.5$

Nous optons pour **bpp= 30cm..**

II-1-3-2 : Poutres secondaires (PS) :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage, elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

On a : $L_{\max} = 365 - 25 = 340 \text{ cm}$

- **Hauteur** : $340 / 15 \leq h_{ps} \leq 340 / 10$ $22,67\text{cm} \leq h_{ps} \leq 34\text{cm}$

Nous optons pour **hps = 30cm**

- **Largeur** : $0,4 \times 30 \leq b_{ps} \leq 0,7 \times 30$ $12\text{cm} \leq b_{ps} \leq 21\text{cm}$

Nous optons pour **bps = 25cm**

II-1-3-3 : Poutres palières :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la charge de la poutre palière. Elle est parfaitement encadrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

Etant donné que l'escalier à deux paliers de repos, la poutre palière sera partiellement encadré dans les poteaux.

On a : $L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

- **Hauteur** : $375 / 15 \leq h_{pal} \leq 375 / 10$ $25\text{cm} \leq h_{pal} \leq 37.5\text{cm}$

Nous optons pour **h_{pal}= 30cm**

- **Largeur** : $0,4 \times 30 \leq b_{pal} \leq 0,7 \times 30$ $12 \text{ cm} \leq b_{pal} \leq 21 \text{ cm}$

Nous optons pour $b_{pal} = 25 \text{ cm}$

II-1-3-4 : Poutres de chaînage :

On a $L_{max} = 365 - 25 = 340 \text{ cm}$

- **Hauteur** : $340/15 \leq h_{ch} \leq 340/10$ $22.67 \text{ cm} \leq h_{ch} \leq 34 \text{ cm}$

Nous optons pour $h_{ch} = 30 \text{ cm}$

- **Largeur** : $0,4 \times 30 \leq b_{ch} \leq 0,7 \times 30$ $12 \text{ cm} \leq b_{ch} \leq 21 \text{ cm}$

Nous optons pour $b_{ch} = 25 \text{ cm}$

Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 version 2003 :

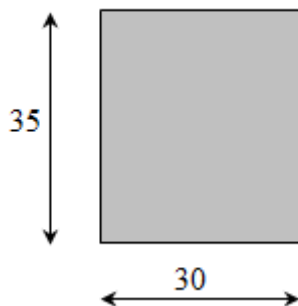
Conditions	Poutres Principales (cm)	Poutres Secondaires (cm)	Poutres Palières (cm)	Poutres de Chainage (cm)	Vérification
$h \geq 30$ [cm]	35	30	30	30	Vérifiée
$b \geq 20$ [cm]	30	25	25	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,16	1,2	1,2	1,2	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des poutres aux conditions du RPA 99.

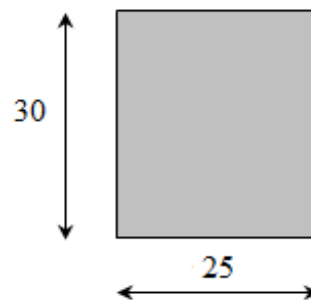
Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

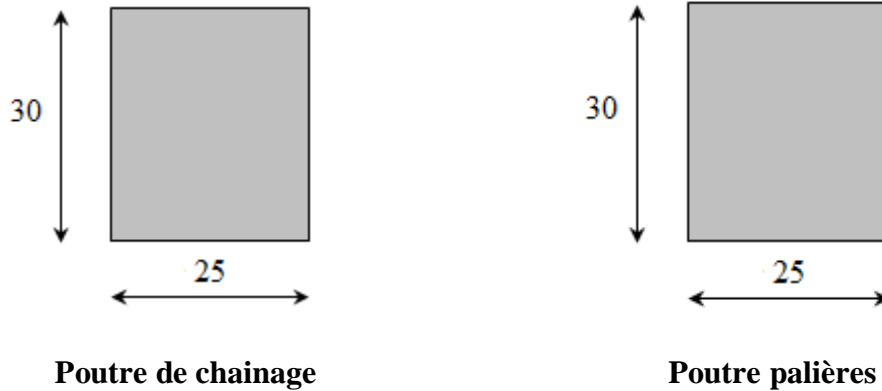
- Poutres principales : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$
- Poutres de chaînage : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$
- Poutre de palières : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$



Poutre principales



Poutres secondaires



II.1.4 : Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales qu'ils transmettent aux fondations et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

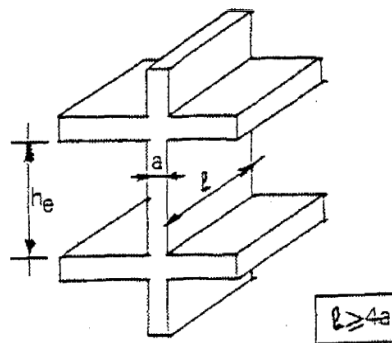


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation (RPA99/2003).

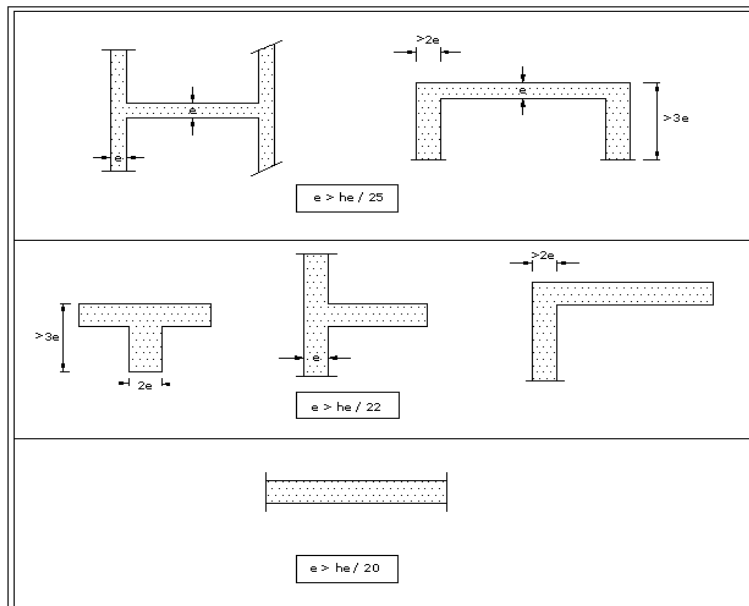


Figure II-5 : Coupe horizontale des types des voiles en plan.

➤ Le pré-dimensionnement se fera conformément à l'article **7.7.1 du RPA 99 version 2003** :

♦ **L'épaisseur du voile « e » :**

Les voiles doivent avoir comme épaisseur minimale **15cm**. Par ailleurs, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$\text{Pour notre cas : } a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec : $h = h_e - e_p$

$$\left\{ \begin{array}{l} h: \text{ hauteur de l'étage, (dans notre cas } h(\text{SS})= 408\text{cm et } h(\text{RDC et autres étages})=306\text{cm} \\ e_p: \text{ épaisseur du plancher. (dans notre cas } e_p = 20\text{cm)} \\ h_e: \text{ hauteur du voile.} \end{array} \right.$$

• **RDC et les autres étages :**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm.}$$

On retiendra **a=15cm.**

➤ On prend l'épaisseur des voiles **a= 20 cm**

• **Sous-sol :**

$$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm.}$$

$$a \geq 388/20 = 19.4\text{cm.}$$

On retiendra **a = 20cm**

➤ On prend l'épaisseur des voiles **a= 20 cm**

♦ **Vérification des exigences du RPA99 modifié 2003(Art 7.7-1) :**

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur L_{\min} doit satisfaire la condition ($L_{\min} \geq 4a$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

- Les voiles que comportera notre structure seront de **20 cm**.
- On prend une longueur minimale pour tous les voiles :

$$L_{\min} \geq 4 \times 0.2 = 0.8\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **a = 20 cm > 15 cm** \Rightarrow condition vérifiée

➤ Finalement, on adoptera un voile d'épaisseur $e_p = 20$ cm

II.1.5 : Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinale et transversales. Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple.

Leur pré-dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article **(b8.4.1) de CBA93**.

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s qui est la somme de charge **Q** et **G**.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

N_s : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G + Q$$

S : section transversale du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

On a : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ MPA

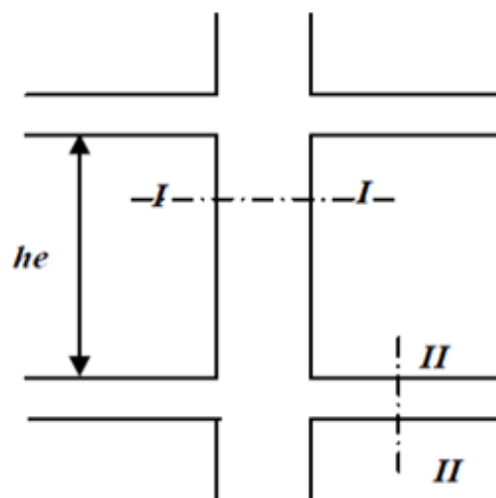


Figure II-11 : Coffrage des poteaux

➤ Charges permanentes :

Plancher terrasse inaccessible : La terrasse est Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent Satisfaire les conditions suivantes :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20\text{cm.}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

II-2) Détermination des charges et des surcharges :

La terrasse inaccessible est réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Et pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se référé au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) qui nous conduit aux données ci-après :

A- Charges permanentes (G)

➤ Plancher terrasse

N°	Composition	Epaisseur (m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.04	0.25	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	-	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				G_t = 5.83 KN/m²

Tableau II.2 : Charge permanente due aux planchers terrasse

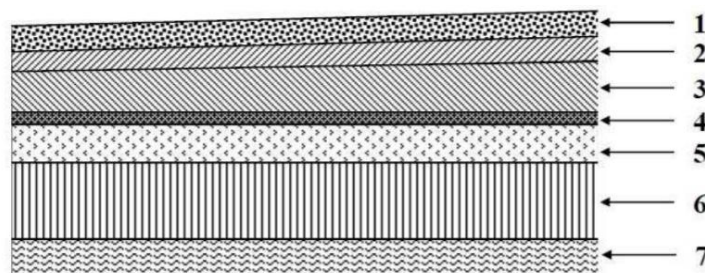


Figure II-12 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

➤ Plancher d'étage courant:

N°	Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	20	0.40
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	0.1	9	0.90
				G_t =5.10 KN/m²

Tableau II.3 : Charges permanentes dues aux planchers étage courants.

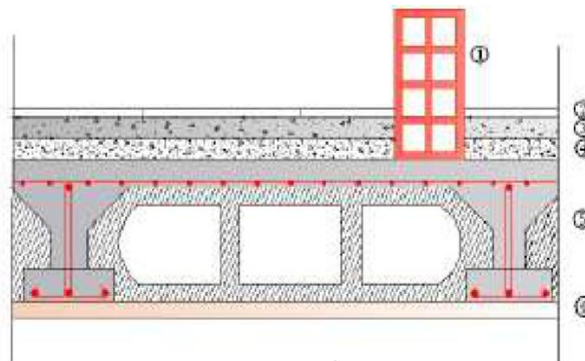


Figure II.13 : Charges permanentes dues aux planchers étage courants.

♦ Maçonnerie :

a. Murs extérieurs :

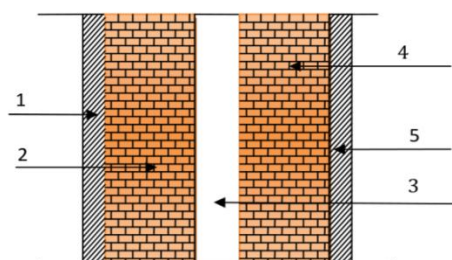


Figure II.14 : Coupe verticale du mur extérieur.

N°	Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	-	/
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G_t =2.36KN/m²

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

b. Murs intérieurs :

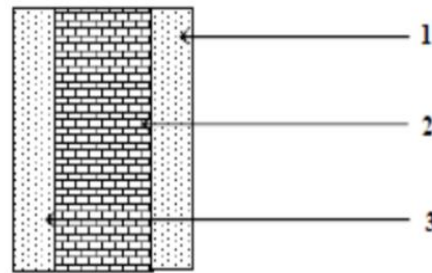


Figure II.15 : Coupe verticale du mur intérieur.

N°	Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G_t = 1.3 KN/m²

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs

- Dalle pleine

N°	Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G ((KN/m ²)
1	Mortier de pose	0.02	18	0.36
2	Couche de sable	0.02	20	0.40
3	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
4	Carrelage	0.02	20	0.40
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
				G_t = 5.27 KN/m²

Tableau II.6 : Charge permanente d'une dalle pleine

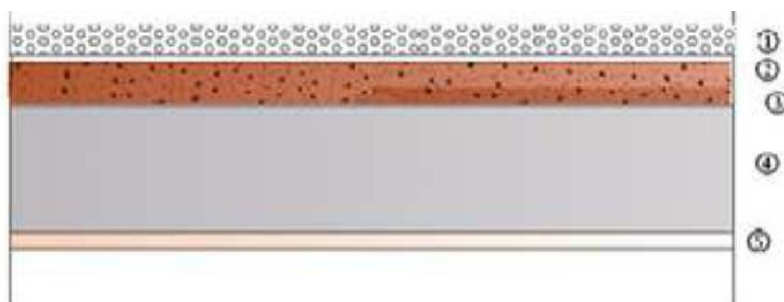


Figure II.16 : Coupe verticale de la dalle pleine.

L'acrotère :

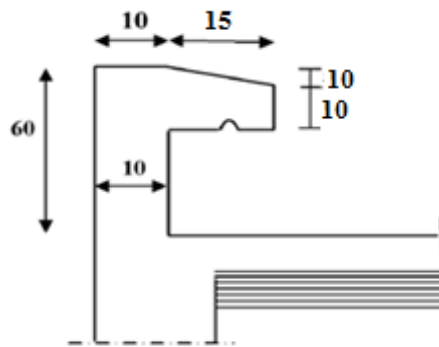


Figure II.17 : Coupe verticale de l'acrotère

$$G = \rho \times [(0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) + (\frac{0.15 \times 0.01}{2})] = 25 \times 0.0825$$

$$G = 2.0625 \text{ KN/ml}$$

B. Surcharge d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminerons les surcharges d'exploitation relatives aux différents éléments telles sont données par le **DTR** comme suit :

Élément	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Plancher Sous soul (parking)	2.50
Balcons	3.50
Acrotère	1.00
Escalier	2.50

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

II.5.2 : Descente de charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure les charges reprises au niveau de chaque étage depuis la terrasse et de cumuler jusqu'aux fondations afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charges : charge permanente G, charge d'exploitation Q.

On effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités :

a. Surface d'influence :

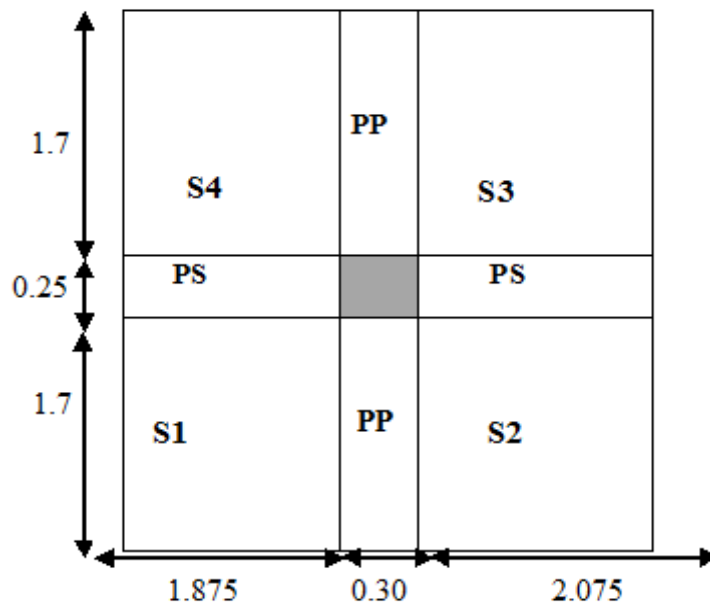


Figure II-18 : Surface d'influence du poteau central

• Section nette :

$$S_n = (1.875 + 2.075) \times (1.7 + 1.7)$$

$$S_n = 13.43 \text{ m}^2$$

• Section brute :

$$S_b = 3.7 \times 4.2$$

$$S_b = 15.54 \text{ m}^2$$

b. Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher :

- * Plancher terrasse : $G_t = 5.83 \text{ KN/m}^2$
- * Plancher étage courant : $G_t = 5.10 \text{ KN/m}^2$
- * Plancher RDC : $G_t = 5.10 \text{ KN/m}^2$

• Poids revenant à chaque plancher :

$$\text{On a } p = G \times S_n$$

- Plancher terrasse :

$$P = 5.83 \times 13.43 = 78.30 \text{ kN}$$

- plancher étage courant :

$$P = 5.10 \times 13.43 = 68.5 \text{ Kn}$$

- **Poids propre revenant à chaque poutre :**

$$P = \rho \times V$$

Avec :

ρ : Poids volumique du matériau qui compose la poutre, dans notre cas ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) pour le béton armé.

V : volume de la poutre

- **Poids des poutres principales PP :**

$$G_{pp} = [(0.30 \times 0.35) (1.875 + 2.075)] \times 25 = 10.21 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres secondaires PS :**

$$G_{ps} = [(0.25 \times 0.30) (1.7 + 1.7)] \times 25 = 6.37 \text{ KN}$$

Poids de la poutre est : $G_{Totale} = G_{PP} + G_{PS} = 10.21 + 6.37 = 16.58 \text{ KN}$.

- **Poids propre revenant aux poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

b = 25 cm Min (b,h) \geq 25 cm en zone II a (Art 7.4.1.RPA99/2003).

h = 25 cm

- **Sous-Sol :** $p_1 = 0.40 \times 0.40 \times 4.08 \times 25 = 16.32 \text{ KN}$
- **RDC :** $P_2 = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$
- **1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} :** $P_3 = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ KN}$
- **4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} :** $P_4 = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$
- **7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} :** $P_5 = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$

c. Surcharge d'exploitation de chaque plancher :

- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1.00 \times 15.54 = 15.54 \text{ KN}$
- Plancher étage courant et RDC : $Q = 1.50 \times 15.54 = 23.31 \text{ KN}$
- Plancher sous-sol : $Q = 2.5 \times 15.54 = 38.85 \text{ KN}$

II-3-3 : Loi de dégression des charges :

Les règles de **BAEL91** ainsi que le document technique Règlementaire **DTR BC 2-2** nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation

ou D'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : **(DTR BC 2-2/6-1)** soit :

Q0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

Q1, Q2, Q3,, Qn : Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1,2,3,...,n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Pour les calculs de la descente des charges. On induit les valeurs suivantes :

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

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left[\frac{3+n}{2n}\right] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$n \geq 5$$

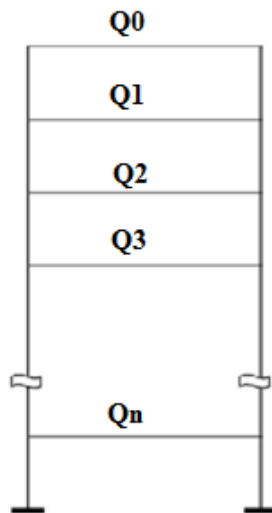


Figure II-19 : Loi de la dégression de charge.

- **Coefficient de dégression de surcharges :**

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667	0.650

Tableau II.8 : Coefficient de dégression de surcharge

- Calcul des surcharges selon la loi dégression :

Niveau	Les surcharges cumulées
9	$Q_0 = 15.54 \text{ KN}$
8	$Q_0 + Q_1 = 15.54 + 23.31 = 38.58 \text{ KN}$
7	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 59.83 \text{ KN}$
6	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 78.47 \text{ KN}$
5	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 94.79 \text{ KN}$
4	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 108.78 \text{ KN}$
3	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 120.435 \text{ KN}$
2	$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 132.04 \text{ KN}$
1	$Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 143.65 \text{ KN}$
RDC	$Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 155.46 \text{ KN}$
S/sol	$Q_0 + 0,65 (9Q_1 + Q_{10}) = 15.54 + 0.65 (9 \times 23.31 + 38.85) = 177.16 \text{ KN}$

Tableau II.9 : Calcul des surcharges selon la loi de dégression

Avec :

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.

Niv	Charges permanentes [KN]					Surcharge d'exploitation [KN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G Totale	G Cumulé	Q_i [KN]	Q cumulé		Section trouvée	Section adoptée
9	78.3	/	16.58	94.88	94.88	15.54	15.54	110.42	73.61	25x25
8	68.5	4.78	16.58	89.86	184.74	23.31	38.85	223.59	155.72	25x25
7	68.5	4.78	16.58	89.86	274.6	23.31	59.83	334.43	224.5	25x25
6	68.5	6.88	16.58	91.96	366.56	23.31	78.47	445.30	301.35	30x30
5	68.5	6.88	16.58	91.96	458.52	23.31	94.79	553.31	378.2	30x30
4	68.5	6.88	16.58	91.96	550.48	23.31	108.78	659.26	455.04	30x30
3	68.5	9.37	16.58	94.45	644.93	23.31	120.435	765.365	533.55	35x35
2	68.5	9.37	16.58	94.45	739.38	23.31	132.04	871.42	612.06	35x35
1	68.5	9.37	16.58	94.45	833.83	23.31	143.65	977.48	690.56	35x35
RDC	68.5	12.24	16.58	97.32	931.15	23.31	155.46	1086.61	770.98	40x40
S-S	68.5	16.32	16.58	101.4	1032.55	38.85	177.16	1209.71	864.48	40x40

Tableau II.10 : Détermination des dimensions des poteaux

II-3-4 : Les vérifications

A) Vérification des conditions de l’RPA (Art 7.4.1) du RPA 99 version 2003 :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Avec :

b et h : Dimensions des poteaux

h_e : Est la hauteur libre du poteau.

Poteaux	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40x40 S-SOL	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(40,40) = 40 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4\text{cm} < 40$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0.25 < 1 < 4$	
40x40 RDC	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(40,40) = 40 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 40$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0.25 < 1 < 4$	
étages 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} 35x35	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(35,35) = 35 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 25$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0.25 < 1 < 4$	
étages 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} 30x30	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(30,30) = 30 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 25$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0.25 < 1 < 4$	
Etages 7^{ème}, 8^{ème}, terrasse 25x25	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(25,25) = 25 \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 25$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0.25 < 1 < 4$	

Tableau II.11 : Vérifications aux exigences du RPA

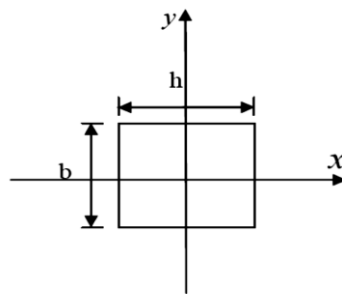
B) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement de RPA 99 / version 2003 :

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.

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{CB93 Art B.8.4.1})$$



L_f : Longueur de flambement d'un poteau ($L_f = 0.7 l_0$) (poteau encasté à la base et articulé en tête) [BAEL91r 99/art B.8.3, 31].

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

λ : Elancement du poteau.

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

S : Section transversal du poteau ($S = b \times h$)

I : Moment d'inertie du poteau : ($I_{yy} = \frac{b^4}{12}$) ; ($I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12}$)

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}}} = \frac{0,7L_0\sqrt{12}}{b} = \frac{2,42L_0}{b}$$

$$\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

- **Poteau (25×25) cm²** (7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étages)

$$\lambda = 2.42 \times 3,06 / 0.25 = 29.62 < 35$$

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

C) Calcul des rigidités et inerties :

Dans les tableaux suivants nous allons calculer la rigidité des poutres trouvées ultérieurement avec celle des poteaux.

L'article **7.6.2. du RPA 2003** nous dit que la rigidité linéaire des poteaux doit être supérieure à celle des poutres

$$M_n + M_s \geq 1.25 M_w + M_s$$

$$\text{On a: } \sigma = Mv / I \text{ donc } M = \sigma I / v \rightarrow \sigma I_{pot} / v + \sigma I_{pot} / v \geq 1.25 (\sigma I_{pout} / v + \sigma I_{pout} / v)$$

On aura :

$$I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$$

- **Inertie poutres principales (30×35)**

$$I_{pout} = (30 \times 35^3) / 12 = \mathbf{107187.5 \text{ cm}^4}$$

- **Inertie poteaux :**

- soul sol, RDC :

$$I_{pot} = 40 \times 40^3 / 12 = \mathbf{213333.33 \text{ cm}^4} > I_{pout} = \mathbf{107187.5 \text{ cm}^4} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étages :

$$I_{pot} = 35 \times 35^3 / 12 = \mathbf{125052.08 \text{ cm}^4} > I_{pout} = \mathbf{107187.5 \text{ cm}^4} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étages :

$$I_{pot}=30 \times 30^3 / 12 = 67500 \text{ cm}^4 \quad > I_{pout} = 107187.5 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étages :

$$I_{pot}=25 \times 25^3 / 12 = 32552.08 \text{ cm}^4 \quad > I_{pout} = 107187.5 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Remarque :

D'après les résultats ci-dessus, nous concluons que l'inertie des poteaux aux poutres n'est pas vérifiée pour le 4^{ème} jusqu'à le 9^{ème} étage donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Les sections des poteaux qui satisfassent la vérification d'inertie sont :

Niveaux	L0	Sections cm ²
Sous-sol	408	50×50
RDC	306	50×50
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	306	45×45
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	306	40×40
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étages	306	35×35

Conclusion :

Le pré-dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de **RPA** et les différents critères.

Après avoir pré-dimensionnées les éléments structuraux et après avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

	Les dimensions	
Hauteur du plancher à corps creux	h _t = 20 cm (16+4)	
Epaisseur de la dalle pleine	e _p = 15 cm	
Poutres principales	(30x40) cm ²	
Poutres secondaires	(25x35) cm ²	
Poutres palières	(25x30) cm ²	
Poutres de chaînage	(25x30) cm ²	
Poteaux	Sous-sol. RDC	(50×50)
	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	(45×45)
	4 ^{ème} ou 6 ^{ème} étages	(40×40)
	7 ^{ème} , 8 ^{ème} , terrasse	(35×35)
Epaisseur des voiles	e=20 cm	

➤ **Les voiles : e=20 cm.**

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



Chapitre III
Calcul des éléments
secondaires

Introduction :

Les éléments secondaires, ou les éléments non-structuraux sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement, ils peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles : **BAEL 91 (modifié 99) et le RPA (version 2003)**. On peut les énumérer comme suit :

- L'acrotère
- Les planchers
- La salle machine
- Les escaliers.
- Les balcons

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

L'acrotère est un élément secondaire entourant la terrasse d'un bâtiment, il est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « **G** », accompagné d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à (**$Q=1\text{KN/ml}$**), provoquant un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à l'**ELU** et sera vérifié à l'**ELS** pour une bande de 1m.

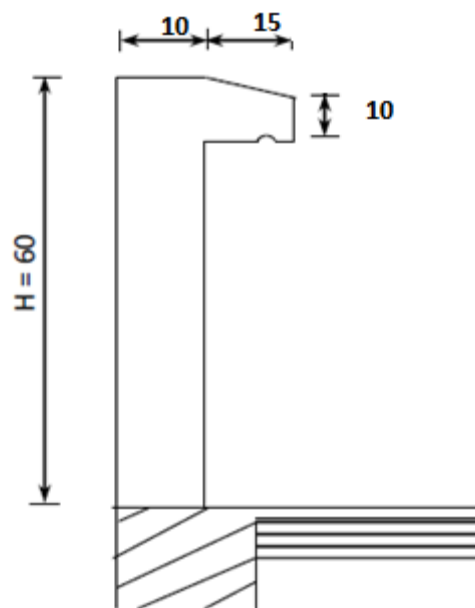


Figure III-1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.1.2. Calcul des sollicitations :

- Poids propre :

Poids propre de l'acrotère : $G_{acr} = \rho_{béton} \times S_{acr}$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \rho \times [(0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) + (\frac{0.15 \times 0.1}{2})] = 25 \times 0.0825$$

$$G = 2,0625 \text{ Kn/ml}$$

- * Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- * Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 2,0625 \text{ KN}$
- * Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- * Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.60 \times 1 = 0.60 \text{ KN.m}$

$$M = 0,60 \text{ kn.m}$$

- Schéma statique :

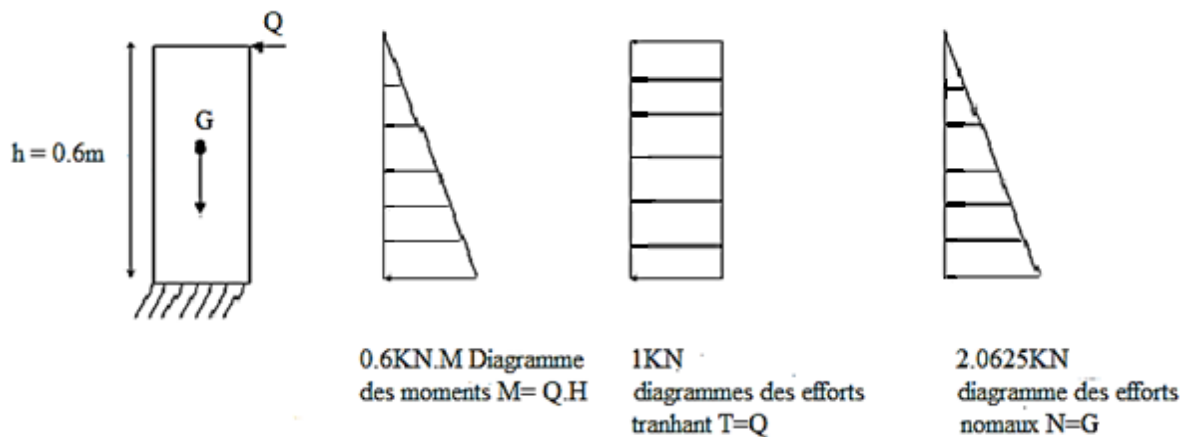


Figure III-2 : Schéma statique et diagrammes des efforts internes

III.1.3. Combinaisons de charges :

- L'ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

$$N_u = 1,35.N = 1.35 \times 2.0625 = 2.78 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

- L'ELS : G+Q

$$N_s = N = 2,0625 \text{ KN}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

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

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère à L'ELU :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre Linéaire, pour le calcul on considère une section $(b \times h)^2$ soumise à la flexion composée, le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS :

$H = 60\text{cm}$la hauteur de l'acrotère

$h = 10\text{cm}$ l'épaisseur de l'acrotère

$c = c' = 2,5 \text{ cm}$ Enrobage

$d = 7,5 \text{ cm}$hauteur utile $(h-c)$

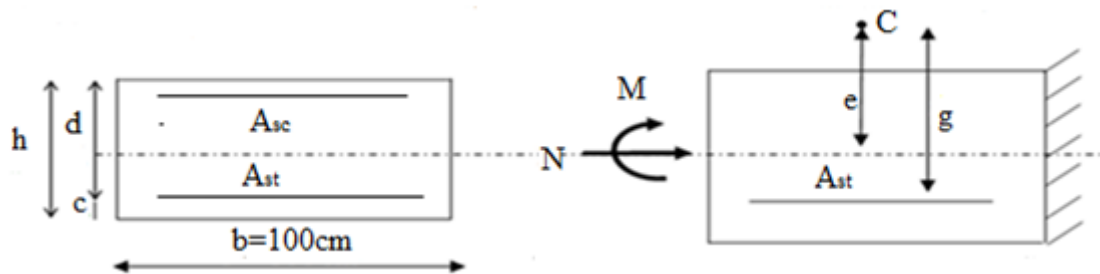


Figure III-3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.78} = 0.323m = 32cm$$

$$\left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{10}{2} - 2.5\right) = 2.5cm$$

Avec : **Mu**: Moment dus à la compression.

Nu : Effort de compression.

eu : Excentricité.

$\left(\frac{h}{2} - c\right)$: La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

$$\text{Donc : } e_u = 32cm > \left(\frac{h}{2} - 2\right) = 2.5cm$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est **partiellement comprimée**.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « M_f » puis en flexion composée ou de la section d'armatures sera déterminer en fonction de celle déjà calculée.

b. Calcul en flexion simple :

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

g : Distance entre (CP) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

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

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

$$M_f = 2.78 \times (0.323 + 0.025) = \mathbf{0.967 \text{ KN} \times m}$$

Soit :

0.85 : Condition du travail

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)

θ : dépend de la durée d'application de la charges, dans notre cas on le prend égale à 1 ($t > 24h$)

γ_b : Coefficient de sécurité, on le prend égale à 1.5 (situation courante)

$$D'où : f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.166 \text{ MPa} = \mathbf{14.20 \text{ MPa}}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.967 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times (7.5)^2} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \text{ la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta = \mathbf{0,994}$$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (**A_{sc}=0**).

- **Armatures fictives (en flexion simple)**

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

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{0.967 \times 10^3}{348 \times 7.5 \times 0.994} = 0.3727 \text{ cm}^2$$

c. Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

- **Armatures principale :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{Nu}{\gamma_s} = 0.3727 - \frac{27.8}{348} = 0.292 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.)

III.1.5 Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} \geq A_{min}$

On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.905 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.292 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.905 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Remarquons que : $A_{st} < A_{min}$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_{st} = A_{min} = 0.905 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

La section d'acier est : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_r = 2.01 \text{ cm}^2 (4\text{HA}8) \text{ avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm}$$

b) Vérification au cisaillement (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}$

Avec :

V_u : effort tranchant

τ_u : Contrainte de cisaillement

γ_b=1.5 : (état courante), **f_{c28}=25MPa**

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = \mathbf{0.02 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ la condition vérifiée.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Espacement des barres : [Art A.8.2, 42] BAEL91 modifié 99 :

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

- **Armatures principales :**

$$S_{t\max} \leq \min \{ 3h, 33 \text{cm} \} = \mathbf{30 \text{cm}}$$

$$S_{t\max} = 25 \text{cm} < 30 \text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t\max} \leq \min \{ 4h, 45 \text{cm} \} = \mathbf{40 \text{cm}}$$

$$S_{t\max} = 20 \text{cm} < 40 \text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures sont convenablement réparties.

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 Art 6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{tj}$$

Avec :

τ_s : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V : effort tranchant est égale à 1,5 KN

d : hauteur utile est égale à 7,5 cm

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum u_i = n \times \emptyset \times \pi$ où (n : le nombre de barre)

$$\sum u_i = 4 \times 8 \times 3.14 = \mathbf{100.48 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 75 \times 100.48} = \mathbf{0.221 \text{ MPa}}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement :

Il prend les valeurs de : **1,5** : Pour les barres à haute adhérence (HA).

1: Pour les barres rondes lisses (R.L).

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

$$\tau_{se} = 0,221 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

e) Longueur de scellement droit : [Art A.6.1, 221] BAEL91 modifié 99

La longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour qu'une barre de **diamètre \emptyset** , soumise à une contrainte égale à sa limite élastique soit convenablement ancrée.

$$L_s = 40\emptyset \text{ pour Fe400}$$

$$L_s = 50\emptyset \text{ pour Fe500 et pour les ronds lisses.}$$

$$\text{Dans notre cas : Fe400} \rightarrow 40\emptyset = 40 \times 0.8 = \mathbf{32 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{L_s = 32 \text{ cm}}$$

III.1.6. 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 :

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier: (BAEL91/A.4.5,33) :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_c; \max (0.5f_e, \sqrt{\eta ft 28}) \right\}$$

Avec : : coefficient de fissuration : η :1.6 (acier haut adhérence H.A)

:1 (Pour les ronds lisses R.L)

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max (0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \min \{ 266.66; \max(200; 201.63) \}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec : } M_s = 0,6 \text{ KN.m } A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7.5} = 0.268 \text{ d'après l'abaque } \beta_1 = 0.918 \rightarrow k_1 = 45.98$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.918 \times 7.5 \times 2.01} = 43.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{43.35}{45.98} = 0.942 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.942 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme :

D'après le **RPA99 version 2003**, les forces horizontales de calcul (F_p) agissent sur les éléments non structuraux qu'il doit être inférieur à l'action de la main courante Q et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \text{ ([Art 6.2.3] RPA99/ version 2003) Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99**, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\rightarrow A = 0,15$ ([Art 4.2.3 tab (4-1)] **RPA99/ version 2003**).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre **0.3** et **0.8** ([Art 6.2.3 tab (6-1)] RPA99/ version 2003)

Dans notre cas : **élément en console** : **C_p=0.3**

W_p: Poids de l'acrotère (W_p = 2,0625 KN/ml)

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.0625 = \mathbf{0.371 \text{ KN/ml}}$

$F_p = 0.371 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal, d'où le calcul au séisme est inutile.

Pour le ferrailage, on adopte donc celui choisi précédemment.

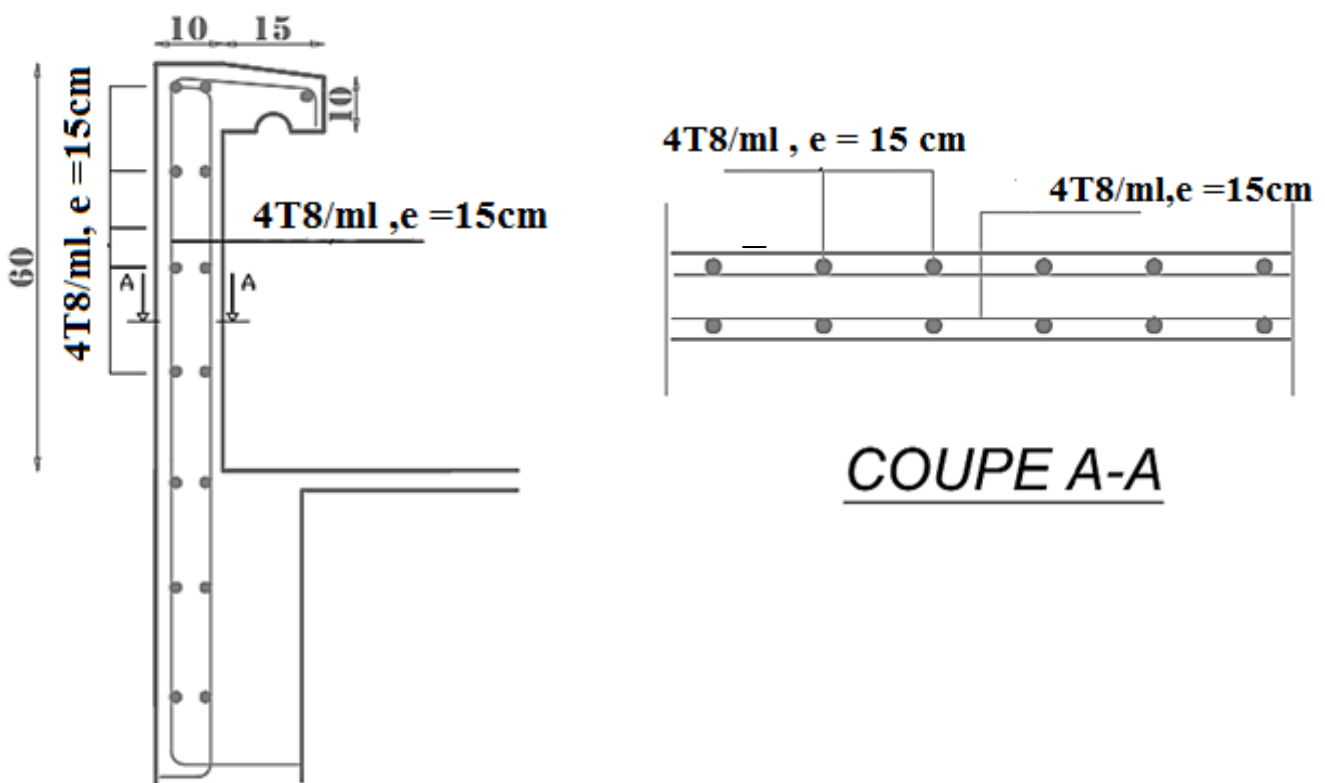


Figure III-4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère et la coupe A-A.

III.2. Planchers :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux (16+4) et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier qui sont disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

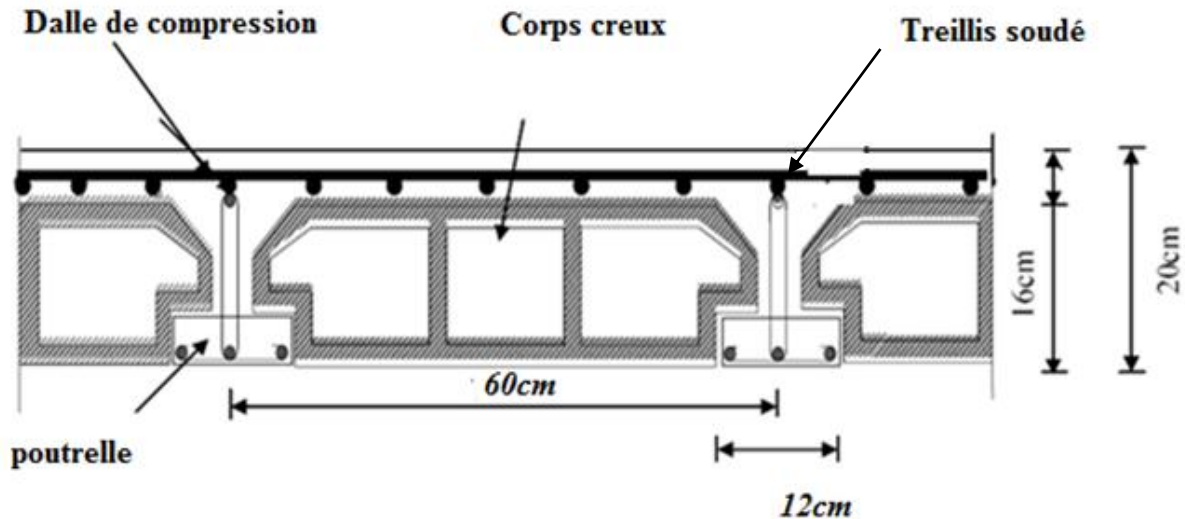


Figure III-5: Eléments d'un plancher.

III.2.1 Étude et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance **TLE 520**, avec une limite d'élasticité

$f_e = 520 \text{ MPa}$, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait ;
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes données par le règlement (**B.A.E.L.91.Art B.6.8.423**)

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

Dans notre cas, on fera l'étude pour le plancher le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres planchers.

a. Calcul des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 \leq L \leq 80 \text{ cm}$.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles égale à 60 cm.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé. ($f_e = 520 \text{ MPA}$)

On opte pour : $A_{\perp} = 5\phi 5/\text{ml}$, $A_{\perp} = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{//} = 5\phi 5 \text{ ml}$, $A_{//} = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

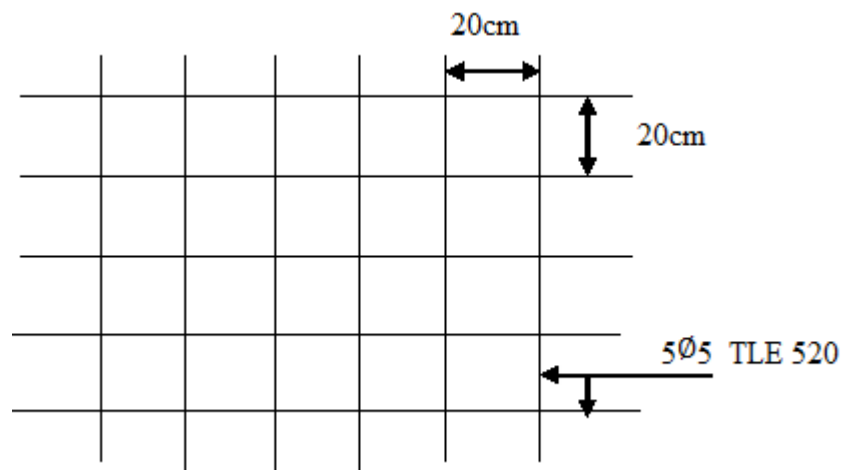


Figure III-6: Treillis soudé de 20X20

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE 520**) de dimension ($5 \times 5 \times 200 \times 200$) mm^2

III.2.2 Etude des poutrelles :

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation, elle se calcule comme une section en T.

A- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- 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.

Remarque : Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la petite portée.

B- Calcul des poutrelles :

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

1. Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de **0.95 KN/m²** ainsi que celui de l'ouvrier. La section est estimée à (**4×12cm²**).

- Poids propre de la poutrelles : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.60 = 0.57 \text{ KN/ml}$

Avec l : largeur de l'hourdis $l = 60 \text{ cm}$

$$G = G_1 + G_2 = 0.57 + 0.12 = 0.69 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

1.1 Calcul à l'ELU :

a. Combinaisons d'actions :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.69 + 1.5 \times 1 = 2.43 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2.43 \text{ KN/ml}$$

On fait le calcul pour la travée la plus longue travée dans le sens des poutrelles :

On a : $L = 4.15\text{m}$

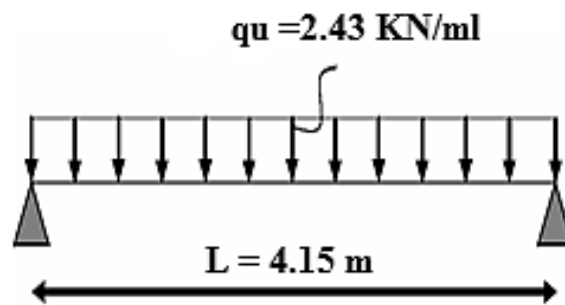


Figure III.7 : schéma statique de la poutrelle

b. Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2.43 \times (4.15)^2}{8} = 5.23 \text{ KN}\times\text{m}$$

$$M_u = 5.23 \text{ KN}\times\text{m}$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2.43 \times 4.15}{2} = 5.04 \text{ KN}$$

$$T = 5.04 \text{ KN}$$

d. Calcul de la section d'armature :

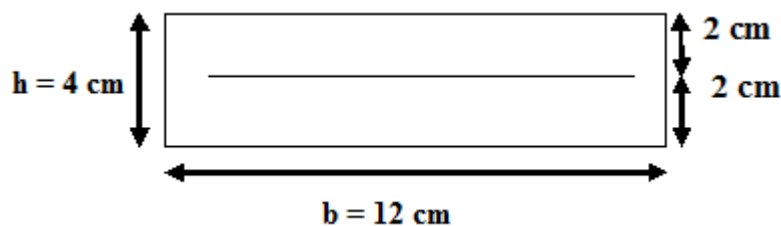


Figure III.8 : Section de la poutrelle à ferrailer

$b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$, $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.23 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.67 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (S.D.A)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle et supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises.

2. Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en **Té**, qui repose sur plusieurs appuis, encastrée partiellement à ses deux extrémités.

La poutrelle travaille en flexion simple. Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

a- Dimensionnement de la poutrelle : [Art A.4.1, 3] BAEL91 modifié99

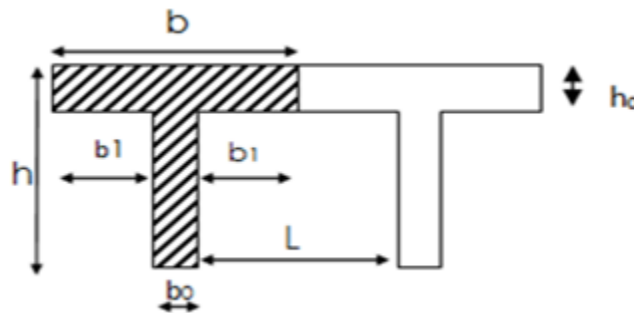


Figure III.9 : Dimensionnement de la section en T

Les règles **BAEL A.4.1.3** précisent que la largeur de la table de compression (**b₁**) est à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_{\max}}{2} \end{array} \right.$$

Avec :

L₀ : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, $L_0 = 60 - 12 = 48$ cm.

L_{max} : longueur de la plus grande travée (la plus sollicitée), $L_{\max} = 415$ cm.

L : Distance entre axe des poutrelles.

b₀ : largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4$ cm.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_{\max}}{10} ; \frac{L_0}{2} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_{\max}}{2} \right)$$

$$b_1 \leq \min (41.5 ; 24 ; 138.33) = 24 \text{ cm}$$

Soit : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$

b: distance entre axes de deux poutrelle.

: Hauteur totale de la poutrelle. $h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

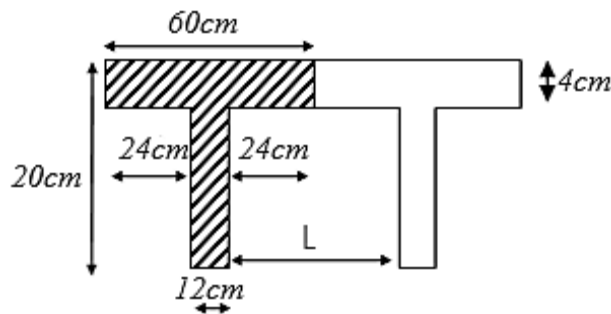


Figure III.10: Coupe transversale de la poutrelle.

c. Poids des planchers repris par la poutrelle :

	Charge permanente G [KN/ml]	Charge d'exploitation Q [KN/ml]
Plancher terrasse inaccessible	$5.83 \times 0.60 = 3.49$	$1 \times 0.60 = 0.60$
Plancher étage courant et RDC	$5.10 \times 0.60 = 3.06$	$1.5 \times 0.60 = 0.9$
Plancher sous -sol	$5.10 \times 0.60 = 3.06$	$2.5 \times 0.6 = 1.5$

Tableau III.1 : Poids des planchers repris par la poutrelle.

d. Combinaison des charges :

	q_u [KN/ml]	q_s [KN/ml]
Plancher terrasse inaccessible	$(1.35 \times 3.49) + (1.5 \times 0.60) = 5.61$	$3.49 + 0.60 = 4.09$
Plancher étage courant et RDC	$(1.35 \times 3.06) + (1.5 \times 0.90) = 5.48$	$3.06 + 0.9 = 3.96$
Plancher sous -sol	$(1.35 \times 3.06) + (1.5 \times 1.5) = 6.38$	$3.06 + 1.5 = 4.56$

Tableau III.2 : Combinaison des charges

Remarque :

Il n'y a pas de différence significative entre les chargements appliqués. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (poutrelles du plancher S-sol).

La combinaison à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.38 \text{ KN/ml}$.

La combinaison à l'ELS : $q_s = G + Q = 4.56 \text{ KN/ml}$.

e. Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes usuelles proposées par le **BAEL99** :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

1. La méthode forfaitaire :

1.2. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire : [Art B.6.2, 210] BAEL99

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées, c'est le cas des constructions courantes. La surcharge d'exploitation est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2 .

$$Q = 1,5\text{KN/ml} \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.06 = 6.12 \text{ KN/ml} > 1.5\text{KN/ml} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow **Condition vérifiée**
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

On a: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

Travée	Longueur L_i (m)	L_i/L_{i+1}	Conclusion
1-2	3	0.81	Condition Vérifiée
2-3	3.7	0.92	Condition Vérifiée
3-4	4	1.08	Condition Vérifiée
4-5	3.7	0.92	Condition Vérifiée
5-6	4	1	Condition Vérifiée
6-7	4	0.90	Condition Vérifiée
7-8	4.4		

La fissuration est considérée comme non préjudiciable \Rightarrow **Condition vérifiée**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

1.3. Le principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitaires de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

1.3. Exposé de la méthode :

M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

l : La longueur entre nus d'appuis.

M_w et M_e : Moment en valeur absolue sur appuis, de gauche et de droite de la travée considéré.

M_t : Moment max en travée pris en compte dans les calculs de la travée considéré.

α : rapport des charges d'exploitation Q sur la somme des charges permanentes G et d'exploitation ($0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$)

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Les valeurs de, M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

* La valeur absolue de chaque moment sur appuis de rive doit être au moins égale à :

0,6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées.

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

0,3 M_0 pour les appuis de rive semi encastés.

1.5. Application de la méthode forfaitaire (calcul à l'ELU) :

a. Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 3,06 + 1,5 \times 1,5 = 6,38 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 6,38 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul du rapport de charge :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} \rightarrow \alpha = \frac{1,5}{3,06+1,5} = 0,328$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,09$$

$$(1 + 0,3\alpha) / 2 = 0,55 \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

$$(1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 0,65 \rightarrow \text{Travée de rive}$$

c. Schéma statique de calcul :

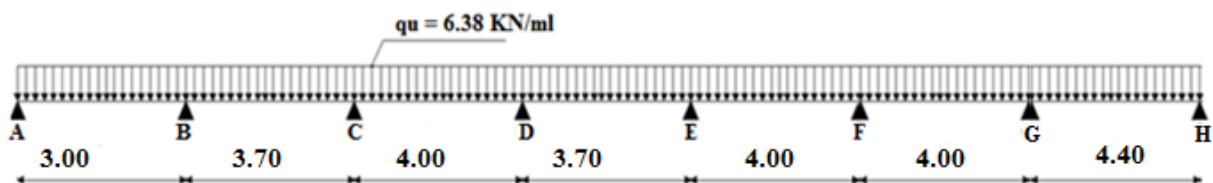


Figure III.11 : Schéma statique de la poutrelle a plusieurs travées



Figure III.12 : Diagramme des moments.

d. Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{ql_{AB}^2}{8} = \frac{6,38 \times 3^2}{8} = 7,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql_{BC}^2}{8} = \frac{6,38 \times 3,7^2}{8} = 10,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql_{CD}^2}{8} = \frac{6,38 \times 4^2}{8} = 12,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql_{DE}^2}{8} = \frac{6,38 \times 3,7^2}{8} = 10,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{ql_{EF}^2}{8} = \frac{6.38 \times 4^2}{8} = 12.76 \text{KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{ql_{FG}^2}{8} = \frac{6.38 \times 4^2}{8} = 12.76 \text{KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{ql_{GH}^2}{8} = \frac{6.38 \times 4.4^2}{8} = 15.43 \text{KN.m}$$

e. Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 7.17 = 2.51 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 10.91 = 5.45 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{02}, M_{03}) = 0.4 \times 12.76 = 5.10 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{03}, M_{04}) = 0.4 \times 12.76 = 5.10 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \max (M_{04}, M_{05}) = 0.4 \times 12.76 = 5.10 \text{KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \max (M_{05}, M_{06}) = 0.5 \times 12.76 = 5.10 \text{KN.m}$$

$$M_G = 0.4 \max (M_{06}, M_{07}) = 0.4 \times 15.43 = 6.17 \text{KN.m}$$

$$M_H = 0.3 M_{07} = 0.3 \times 15.43 = 4.62 \text{KN.m}$$

f. Calcul des moments en travées :

● **Étude de la travée AB (rive) :**

$$* M_{t(A-B)} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{01} \Rightarrow M_{t(A-B)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,2 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{t(A-B)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,09 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 7.17 - \frac{2.51 + 5.45}{2}$$

$$M_{t(A-B)} \geq 3.83 \text{kN.m}$$

$$* M_{t(A-B)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow M_{t(A-B)} \geq 0,65 \times 7.17 = 4.66 \text{kN.m}$$

On prend : $M_{t(A-B)} = 4.66 \text{kN.m}$

● **Étude de la travée (B-C) (travée intermédiaire):**

$$* M_{t(B-C)} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{t(B-C)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,09 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 10.91 - \frac{5.45 + 5.10}{2}$$

$$M_{t(B-C)} \geq 6.62 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(B-C)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \geq 0,55 \times 10.91 = 6.00 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(B-C)} = 6.62 \text{ kN.m}$$

- **Étude de la travée (C-D) (travée intermédiaire):**

$$* M_{t(C-D)} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{03} \rightarrow M_{t(C-D)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{t(C-D)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,09 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 12.76 - \frac{5.10 + 5.10}{2}$$

$$M_{t(C-D)} \geq 8.80 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(C-D)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \rightarrow M_{t(C-D)} \geq 0,55 \times 12.76 = 7.01 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(C-D)} = 8.80 \text{ kN.m}$$

- **Étude de la travée (D-E) (travée intermédiaire):**

$$* M_{t(D-E)} + \frac{M_D + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{04} \rightarrow M_{t(D-E)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{04} - \frac{M_D + M_C}{2}$$

$$M_{t(D-E)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,09 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 10.91 - \frac{5.10 + 5.10}{2}$$

$$M_{t(D-E)} \geq 6.79 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(D-E)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \rightarrow M_{t(D-E)} \geq 0,55 \times 10.91 = 6.00 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(D-E)} = 6.79 \text{ kN.m}$$

- **Étude de la travée (E-F) (travée intermédiaire):**

$$M_{t(E-F)} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{05} \Rightarrow M_{t(E-F)}$$

$$\geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_{t(E-F)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,09 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 12.76 - \frac{5.10 + 5.10}{2}$$

$$M_{t(E-F)} \geq 8.80 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(E-F)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{05} \rightarrow M_{t(E-F)} \geq 0,55 \times 12.76 = 7.01 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{t(E-F)} = 8.80kN.m$

● **Étude de la travée (F-G) (travée intermédiaire):**

$$* M_{t(F-G)} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{06} \rightarrow M_{t(F-G)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$M_{t(F-G)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,09 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 12.76 - \frac{5.10 + 6.17}{2}$$

$$M_{t(F-G)} \geq 8.27 kN.m$$

$$* M_{t(F-G)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{06} \rightarrow M_{t(F-G)} \geq 0,55 \times 12.76 = 7.01kN.m$$

On prend : $M_{t(F-G)} = 8.27kN.m$

● **Étude de la travée (G-H) (travée de rive):**

$$M_{t(G-H)} + \frac{M_G + M_H}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{07} \Rightarrow M_{t(G-H)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{07} - \frac{M_G + M_H}{2}$$

$$M_{t(G-H)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,09 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 15.43 - \frac{6.17 + 4.62}{2}$$

$$M_{t(G-H)} \geq 11.42kN.m$$

$$* M_{t(G-H)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{07} \rightarrow M_{t(G-H)} \geq 0,65 \times 15.43 = 10.02kN.m$$

On prend : $M_{t(G-H)} = 11.42kN.m$

1. Calcul des efforts tranchant :

Pour calculer les efforts tranchants, on isole les différentes travées, on calcul les réactions d'appuis en tenant compte des moments de continuité et on les détermine en utilisant la méthode de la RDM :

$$\sum M / i = 0$$

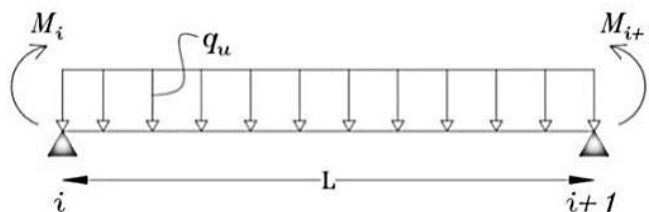


Figure III-13 : Schéma statique de calcul.

$$\text{Avec : } \theta(x) = \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=0)$$

$$\theta(x) = -\frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=L)$$

$$V_x = \theta_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$V(x)$: effort tranchant sur appui à une distance x .

$\Theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i et $i+1$ 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.

• **Étude de la travée (A-B) (travée de rive):**

$$V_A = \frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = \frac{6.38 \times 3}{2} + \frac{(-5.45) - (-2.51)}{3} = 8.59 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = -\frac{6.38 \times 3}{2} + \frac{(-5.45) - (-2.51)}{3} = -10.55 \text{ kN}$$

• **Étude de la travée (B-C) (travée intermédiaire):**

$$V_B = \frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = \frac{6.38 \times 3.7}{2} + \frac{(-5.10) - (-5.45)}{3.7} = 11.89 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = -\frac{6.38 \times 3.7}{2} + \frac{(-5.10) - (-5.45)}{3.7} = -11.70 \text{ kN}$$

• **Étude de la travée (C-D) (travée intermédiaire):**

$$V_C = \frac{q_u \times l_{(C-D)}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{(C-D)}} = \frac{6.38 \times 4}{2} + \frac{(-5.10) - (-5.10)}{4} = 12.76 \text{ kN}$$

$$V_D = -\frac{q_u \times l_{(C-D)}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{(C-D)}} = -\frac{6.38 \times 4}{2} + \frac{(-5.10) - (-5.10)}{4} = -12.76 \text{ kN}$$

• **Étude de la travée (D-E) (travée intermédiaire):**

$$V_D = \frac{q_u \times l_{(D-E)}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{(D-E)}} = \frac{6.38 \times 3.7}{2} + \frac{(-5.10) - (-5.10)}{3.7} = 11.80 \text{ kN}$$

$$V_E = -\frac{q_u \times l_{(D-E)}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{(D-E)}} = -\frac{6.38 \times 3.7}{2} + \frac{(-5.10) - (-5.10)}{3.7} = -11.80 \text{ kN}$$

- **Étude de la travée (E-F) (travée intermédiaire):**

$$V_E = \frac{q_u \times l_{(E-F)}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{(E-F)}} = \frac{6.38 \times 4}{2} + \frac{(-5.10) - (-5.10)}{4} = 12.76 \text{ kN}$$

$$V_F = -\frac{q_u \times l_{(E-F)}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{(E-F)}} = -\frac{6.38 \times 4}{2} + \frac{(-5.10) - (-5.10)}{4} = -12.76 \text{ kN}$$

- **Étude de la travée (F-G) (travée intermédiaire):**

$$V_F = \frac{q_u \times l_{(F-G)}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{(F-G)}} = \frac{6.38 \times 4}{2} + \frac{(-6.17) - (-5.10)}{4} = 12.49 \text{ kN}$$

$$V_G = -\frac{q_u \times l_{(F-G)}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{(D-E)}} = -\frac{6.38 \times 4}{2} + \frac{(-6.17) - (-5.10)}{4} = -13.02 \text{ kN}$$

- **Étude de la travée (G-H) (travée de rive):**

$$V_G = \frac{q_u \times l_{(G-H)}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{(G-H)}} = \frac{6.38 \times 4.4}{2} + \frac{(-4.62) - (-6.17)}{4.4} = 14.38 \text{ KN}$$

$$V_H = -\frac{q_u \times l_{(G-H)}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{(G-H)}} = -\frac{6.38 \times 4.4}{2} + \frac{(-4.62) - (-6.17)}{4.4} = -13.68 \text{ KN}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M ₀ [KN.m]	M _w [KN.m]	M _e [KN.m]	M _t [KN.m]	T _w [KN]	T _e [KN]
A-B	7.17	2.51	5.45	4.66	8.59	-10.55
B-C	10.91	5.45	5.10	6.62	11.89	-11.70
C-D	12.76	5.10	5.10	8.80	12.76	-12.76
D-E	10.91	5.10	5.10	6.79	11.80	-11.80
E-F	12.76	5.10	5.10	8.80	12.76	-12.76
F-G	12.76	5.10	6.17	8.27	12.49	-13.02
G-H	15.43	6.17	4.62	11.42	14.38	-13.68

Tableau III.3 : Valeurs des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU.

g. Diagramme des efforts internes à L'ELU :

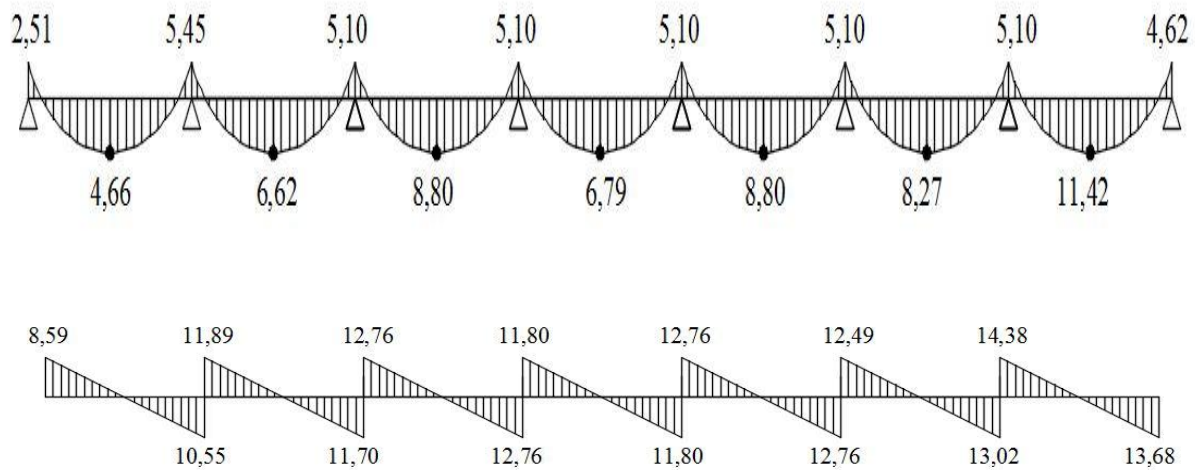


Figure III-14 : Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant a L'ELU

III.2.3) Ferrailage à L'ELU :

Le ferrailage se fera à L'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée et le calcul sera vérifier à L'ELS.

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 60\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $h = 20\text{ cm}$; $d = 18\text{cm}$

a. Armature longitudinales :

• **En travée:**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - 0,5h_0)$$

$$M_{tab} = 14,2 \times 10^3 \times 0,60 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) = 54,53 \text{ KN.m}$$

$M_{tmax} = 11,42 \text{ KN.m} < M_{tab} = 54,53 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se localise dans la table de compression, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,42 \times 10^6}{600 \times 180^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,041 \rightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,42 \times 10^6}{0,9795 \times 180 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$

- **Sur appuis :**

Sur appuis, On a des moments négatifs, donc les fibres de la table de compression sont tendues, comme le béton ne travaille pas à la traction, donc on néglige les débords de la table et on aura une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) tel que: $b_0=12$ cm et $d=18$ cm.

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.17 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,111 < 0,186 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.111 \rightarrow \beta = 0,941$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.17 \times 10^6}{0,941 \times 180 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2.26 \text{ cm}^2 = 2\text{HA12}$$

b. Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{max}\right) \dots \dots [\text{Art A.7.2, 2}] \text{BAEL91 modifié99}]$$

Avec : **h** : étant la hauteur totale de la poutrelle.

\emptyset : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi \leq \min\left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1\right) = \min(0,57 ; 1.2 ; 1) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 8\text{mm}$.

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

c. Espacement des armatures transversales :

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

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

III.2.4) Vérification à l'ELU :
1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99]

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$- \text{ Aux appuis : } A_a = 2.26 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow *condition vérifié*

- **En travées :** $A_t = 3.14 > A_{min} = 1,30\text{cm}^2$

2. Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.1.1)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14.38 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,66\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ La condition est vérifiée (Fissuration peu nuisible).

3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:(BAEL91/99art A.5.313):

• **Influence sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_u = 14.38 \text{ kN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

• **Influence Sur l'acier :**

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_a \max}{0,9 \times d} = \frac{-6.17}{0,9 \times 0.18} = -38.08\text{kN}$$

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{40} (14.38 - 38.08) = -0.68 \text{ cm}^2 < 0$$

Les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes.

4. Vérification à la condition d'adhérence et l'entraînement des barres :

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entraînement des barres est :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s \cdot f_{t28} \\ \tau_{se} &= \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \end{aligned} \right\} \text{ [Art A.6.1, 3] BAEL91 modifié 99}$$

Avec:

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V : effort tranchant

d : hauteur utile est égale à 18 cm

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum u_i$: $n \cdot \pi \cdot \varphi$ où n : le nombre de barre.

ψ_s : coefficient de scellement.

Il prend les valeurs de : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1,5} : \text{Pour les barres à haute adhérence (HA)} \\ \mathbf{1} : \text{pour les barres rondes lisses (R.L)} \end{array} \right.$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 MPa}$$

➤ **En travée :**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 10 \times 3,14 = \mathbf{125,6 mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,38 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 0,70 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow \mathbf{\text{condition est vérifiée.}}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 2 \times 12 \times 3,14 = \mathbf{75,36 mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,38 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,17 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow \mathbf{\text{condition est vérifiée.}}$$

5. Ancrage des armatures :

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad [\text{Art A.6.1, 21}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

τ_{su} : Contrainte d'adhérence

Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = \mathbf{2,835 MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,17 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 2,835 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{condition est vérifiée}}$$

6. Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour qu'une barre de diamètre \emptyset , soumise à une contrainte égale à sa limite élastique soit convenablement ancrée.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad [\text{Art A.6.1, 221}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

l_s : Longueur de scellement droit

Avec: $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\overline{\tau_{se}} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = \mathbf{35.21 \text{ cm}}$$

On prend : $L_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

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

Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{L_c = 16 \text{ cm}}$$

III.2.5) Calcul à l'ELS :**a. Combinaison de charge :**

$$q_u = (1,35 \times 3,06) + (1,5 \times 1.5) = 6,38 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{q_u = 6.38 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = 3,06 + 1.5 = 4,56 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{q_s = 4.56 \text{ KN/ml}}$$

b. Calcul des efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors obtenir les valeurs des moments et les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u :

$$\longrightarrow \quad \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.56}{6.38} = \mathbf{0.714}$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

Travée	M_0 [KN.m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	M_t [KN.m]	T_w [KN]	T_e [KN]
A- B	5.119	1.792	3.891	3.327	6.133	- 7.532
B- C	7.789	3.891	3.641	4.726	8.489	- 8.353
C-D	9.11	3.641	3.641	6.283	9.11	- 9.11
D-E	7.789	3.641	3.641	4.848	8.425	-8.425
E-F	9.11	3.641	3.641	6.283	9.11	- 9.11
F-G	9.11	3.641	4.405	5.904	8.917	- 9.296
F-G	11.017	4.405	3.298	8.153	10.267	- 9.767

Tableau III.4: Valeurs des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS

h. Diagramme des efforts internes à L'ELS :

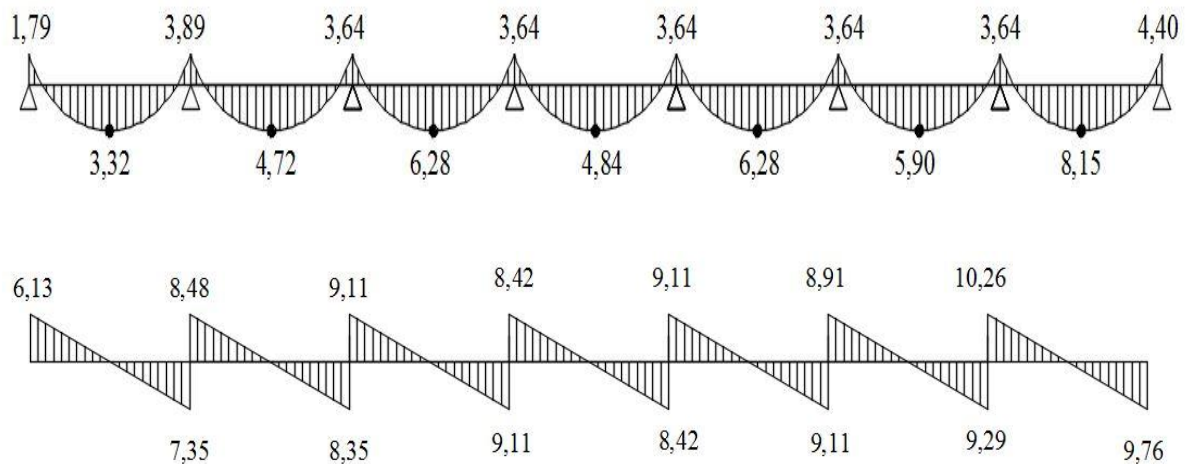


Figure III-15 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS

III.2.6) Vérification à l'ELS :

1. Contrainte de compression dans le béton : [Art A.4.5, 2] BAEL91 modifié 99

La fissuration est peu-préjudiciable, donc on doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

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

$$- \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.14}{12 \times 18} = 1.453$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 1.453$; $\beta_1 = 0.841$; $K_1 = 16.45$.

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{8.153 \times 10^6}{0.841 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 171.521 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{171.521}{16.45} = 10.42 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 10.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée

➤ Aux appuis :

Selon l'article (A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99), nous vérifierons que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

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

$$- \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.04$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 1.04$; $\beta_1 = 0.8584$; $K_1 = 20.31$.

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{4.405 \times 10^6}{0.8584 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 126.146 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{126.146}{20.31} = 6.21 \text{ MPa}$$

$-\sigma_{bc} = 6.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

2. Etat limite d'ouverture des fissurations : [Art A.4.5, 3] BAEL91modifié 99]

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

3. État limite de déformation :(Art B.6.8.424 BAEL 91/99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entre vous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right.$$

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

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0,045 \geq \frac{8.153}{15 \times 15.43} = 0.035 \text{ ... condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.14}{12 \times 18} = 0.014 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0,009 \text{ ... condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,047 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ ... condition vérifiée}$$

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

4. Calcul de la flèche : (Art B.6.5, 2 BAEL 91 /99):

$$\text{Il faut vérifier que : } f_v = \frac{M_s.l^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm.}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

$$E_v : \text{Module de déformation différée; } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} : \text{est donné par la formule suivante : } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

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

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

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

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

- **Calcul des paramètres :**

- **La position de l'axe neutre :**

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (60-12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.14 \times 18) \\ &= 3631.8 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

- ✓ **Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (60-12) \times 4 + (15 \times 3.14) = 479.1 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3631.8}{479.1} = 7.58 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.58 = 12.42 \text{ cm}$$

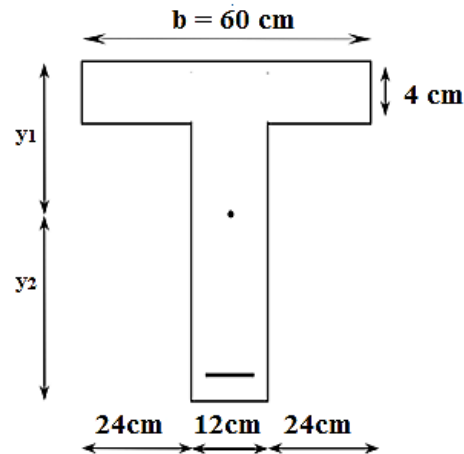


Figure III-16 : Coupe schématique de la poutrelle

✓ Calcul du moment d'inertie :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.58^3 + 12.42^3) + (60 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (60 - 12) \times 4 \times \left(7.58 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.14 \times (12.42 - 2)^2$$

$$I_0 = 20753.67 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{12 \times 18} = 0.0145$$

$$\beta = 0.9787$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.42 \times 10^6}{0.9787 \times 180 \times 314} = 206.45 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0145 \times 206.45 + 2.1} ; 0 \right) = 0.739$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60}\right) \times 0.0145} = 1.114$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20753.67}{1 + 0.4 \times 0.739 \times 1.114} = 17173.749 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{8.153 \times 10^3 \times (440)^2}{10 \times 10818,86 \times 17173.749} = 0.84 \text{ cm} < 0.9 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc il n'y a 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.

III.3. Les balcons :

Le balcon se calcule comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale «Q» due à la main courante qui engendre un moment « MQ » dans la section d'encastrement. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

III.3.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad e_p = 15 \text{ cm}$$

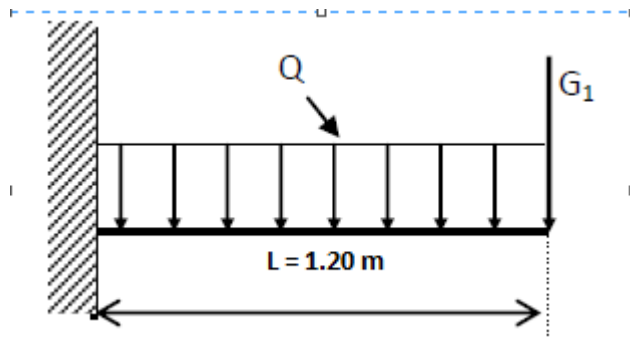


Figure III-17 : Schéma statique du balcon

Avec :

q_u : Charges et surcharges uniforme verticale revenant à la dalle.

G₁ : Charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre de la brique creuses de 10cm d'épaisseur.

Q₁ : Charge horizontale due à la main courante.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

Elément	Masse volumique [Kg/m ³]	Epaisseur [m]	Poids [KN/m ²]
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	18	0.02	0.36
Sable	20	0.02	0.40
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit ciment	18	0.02	0.36
			G_T = 5.27 KN/m²

Tableau III.5 : Charge permanente des balcons

➤ **Garde-corps :**

$G_1 = \text{Poids de l'enduit ciment} \times 2 + \text{poids de la brique creuse.}$

Poids de l'enduit ciment : $0.02 \times 18 \times 2 = 0.72 \text{ KN/m}^2$

Maçonnerie : 0.9 KN/m^2

$G_1 = 0,9 + 0,72 = 1,62 \text{ KN/m}^2$

➤ **Charges d'exploitation :**

La charge d'exploitation des balcons pour une construction à usage d'habitation, est donnée par le **DTR B.C.2.2** :

- Charge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$
- Charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.3.4. Calcul à l'ELU :**1. Combinaison de charge :**• **Dalle pleine :**

$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5) = 12.36 \text{ KN/ml}$

• **Garde-corps :**

$q_{u2} = 1.35 \times G_1 = 1.35 \times 1.62 = 2.18 \text{ KN/ml}$

• **Maine courante :**

$q_{u3} = 1.5 \times 1 \text{ m} = 1,5 \text{ KN/ml}$

2. Calcul du moment sollicitant :

- Moment dû à la charge q_u : $M_1 = \frac{q_{u1} \times l^2}{2}$
- Moment dû à poids du garde-corps : $M_2 = q_{u2} \times L$
- Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u3} \times L$

Le moment total est : **$M_U = M_1 + M_2 + M_3$**

$M_U = \frac{12.36 \times 1.2^2}{2} + (2.18 \times 1.2) + (1.5 \times 1) = 13.01 \text{ KN.m}$

$M_U = 13.01 \text{ KN.m}$

III.3.5. Ferrailage à L'ELU :

1. Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.01 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_p = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.01 \times 10^3}{0,972 \times 13 \times 348} = 3,20 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ } S_t = 20 \text{ cm.}$$

2. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.3.6. Vérifications à L'ELU :

1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99]

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23(100)(13) \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$A_{adopté} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. Vérification de l'effort tranchant : [Art A.5.1, 211] BAEL91 modifié 99]

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Dans notre cas la fissuration est **préjudiciable**.

Donc :

$$\checkmark \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = (12,36 \times 1,2) + 2,18 = 17,01 \text{ KN}$$

$$V_u = 17,01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17,01 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,130 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,130 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art A.6.1 ,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

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

Où :

$\sum ui$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum ui = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{17,01 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0,77 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm}.$$

l_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$. D'où : $L_c = 15 \text{ cm}$.

4. Espacement des barres : [Art A.8.2, 42] BAEL91 modifié 99

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

➤ **Armatures principales :**

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$St \leq 45\text{cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.3.6. Vérification à l'ELS :

1. Combinaison de charge :

- **Dalle pleine :**

$$q_{s1} = G+Q = 5.27+3.5 = 8.77 \text{ KN/ml}$$

- **Garde-corps :**

$$q_{s2} = G_1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

- **Main courante :**

$$q_{s3} = 1 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul du moment sollicitant :

- Moment dû à la charge q_s : $M_1 = \frac{q_{s1} \times l^2}{2}$

- Moment dû à poids du garde-corps : $M_2 = q_{s2} \times L$

- Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{s3} \times L$

Le moment total est : $M_s = M_1 + M_2 + M_3$

$$M_s = \frac{8.77 \times 1.2^2}{2} + (1.62 \times 1.2) + (1 \times 1) = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9.25 \text{ KN.m}$$

3. Etat limite de compression du béton : [Art A.4.5, 2] BAEL91 modifié 99

La fissuration est peu-préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 0.434$: $\beta_1 = 0.899$; $K_1 = 34,50$; $\alpha_1 = 0.303$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.303}{15(1-0.303)} = 0.028$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{9.25 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 140.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.028 \times 140.08 = 3.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

4. État limite de déformation (Vérification de la flèche) :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91 modifiée**/ Art. B.6.5,1) [14] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{0.15}{1.20} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{0.15}{1.20} = 0.125 \geq \frac{1}{10} \times \frac{9.25}{9.25} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. **(La flèche est vérifiée).**

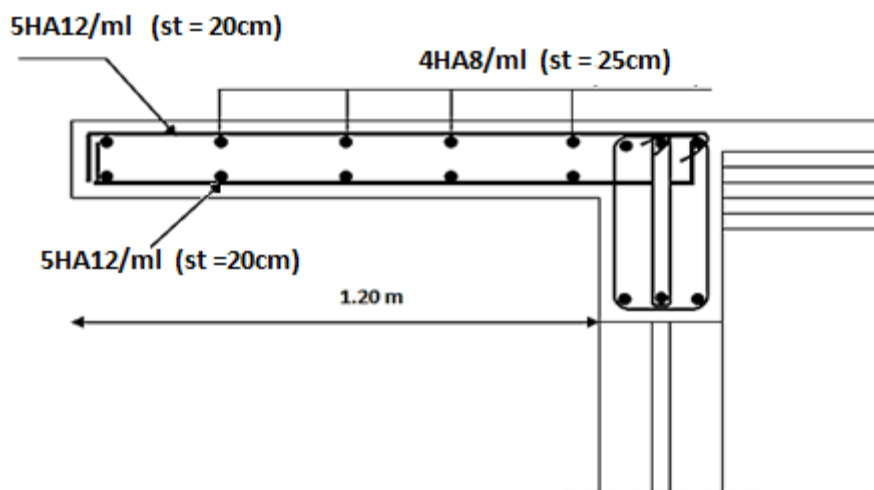


Figure III-18 : Schéma de ferrailage des balcons.

III.4. Cage d'ascenseur :

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, la surface de la salle machine est de 4.14m^2 ($1.80\text{m} \times 2.30\text{m}$), la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

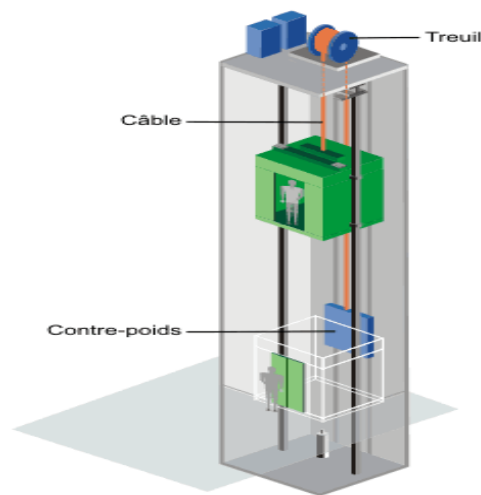


Figure III-19 : Schéma d'Ascenseur.

III.4.2. Calcul de la dalle plane :

a. Epaisseur de la dalle :

$$\begin{cases} l_x = 1.80 \text{ m} \\ l_y = 2.30 \text{ m} \end{cases}$$

$$S = 4.14\text{m}^2$$

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

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6\text{cm}$$

Avec L_x : petite portée du panneau.

N.B : Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

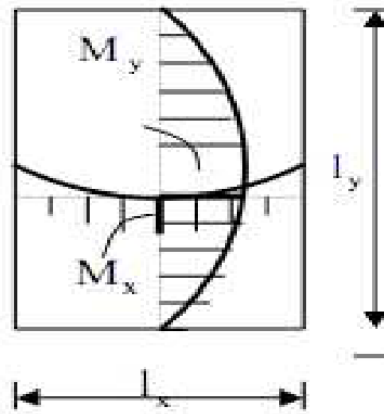


Figure III-20: Répartition des moments.

b. Calcul de la surface impacte ($U \times V$) :

U et V sont des dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge Q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, soumise à des charges localisées. L'étude s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

La figure suivante donne le schéma statique de la salle machine utilisé pour le calcul.

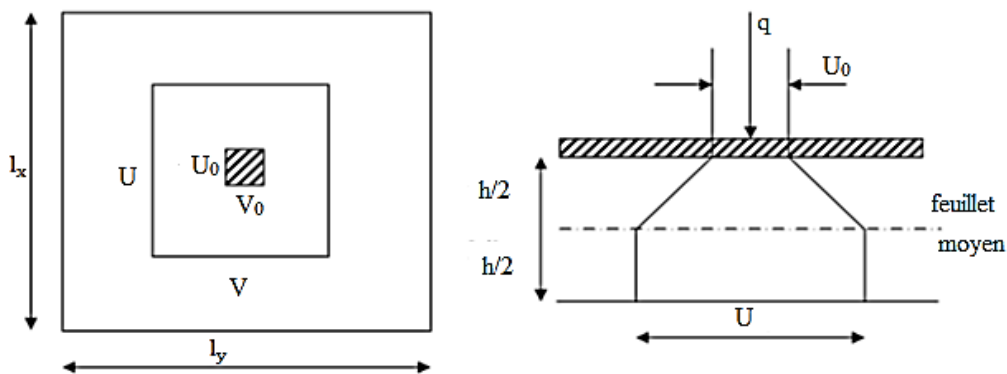


Figure III-21 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen.

On a:
$$\begin{cases} U = U_0 + 2\zeta e + ht \\ V = V_0 + 2\zeta e + ht \end{cases}$$

Avec : e : épaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$).

Ht : hauteur de la dalle ($ht = 15\text{cm}$).

U_0 et V_0 : sont les côtes du rectangle sur lequel la charge P s'applique compte tenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle du béton.

Avec :

$U_0 = V_0 = 80$ cm (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

(ζ = dépend de la nature des revêtements (pour le revêtements de béton armé, $\zeta = 1$)

$$D'où : \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 \times 1 + 15 = 10.5 \text{ m} \\ V = 80 + 2 \times 5 \times 1 + 15 = 10.5 \text{ m} \end{cases}$$

Les côtes U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

c. Fonctionnement de la dalle :

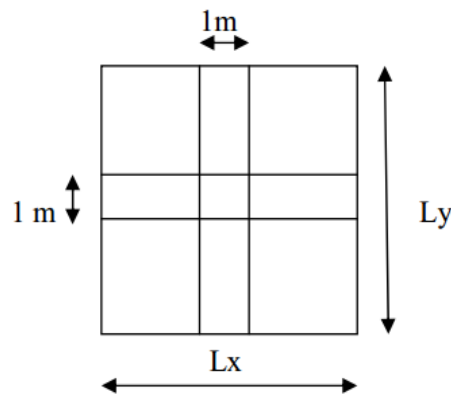
$$\rho_x = \frac{I_x}{I_y} = \frac{1.80}{2.30} = 0,78.$$

$0.4 < \rho < 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

d. Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments au milieu du panneau pour une bonde de 1m de largeur dans le sens de la petite et la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_x = P. (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P. (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$



Avec :

M_x, M_y : Moments au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, dû à la charge P.

M_1, M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{l_x}, \frac{U}{l_y}$ dans les tables de **PIGEAUD**.

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU.} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$

III.4.3. Calcul à l'ELU :

1. Détermination des charges et surcharges :

$$\checkmark G = (25 \times 0.15 + 20 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

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

2. Combinaisons des charges :

- Charge centrée due au système de levage

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$P_u = 108 \text{ KN}$$

- Charge uniformément répartie :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,75) + (1,5 \times 1) = 7,91 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 7,91 \text{ KN/ml}$$

3. Evaluation des moments M_1^x et M_1^y dus au système de levage :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1^x = P_u \cdot (M_1 + \nu M_2) \\ M_1^y = P_u \cdot (M_2 + \nu M_1) \end{array} \right.$$

$$\nu = 0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1^x = P_u \cdot M_1 \\ M_1^y = P_u \cdot M_2 \end{array} \right.$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{1.05}{1.80} = 0.58 \quad ; \quad \frac{\nu}{l_y} = \frac{1.05}{2.30} = 0.45$$

➤ Après interpolation : $M_1 = 0.095$, $M_2 = 0.067$

$$M_1^x = P_u \cdot M_1 = 108 \times 0.095 = 10.26 \text{ kn.m}$$

$$M_1^y = P_u \cdot M_2 = 108 \times 0.067 = 7.236 \text{ kn.m}$$

4. Evaluation des moments M_2^x et M_2^y dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_2^x = u_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_2^y = \mu_y \times M_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.} \end{array} \right.$$

Les coefficients U_x et U_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

$$\rho_x = \frac{I_x}{I_y} = \frac{1.80}{2.30} = 0,78. > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau de dalles travaille dans les 2 sens}$$

$$\rho = 0.78 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0587 \\ U_y = 0.559 \end{cases}$$

$$q_u = 7,91 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_2^x = 0.0587 \times 7.91 \times (1.80)^2 = 1.5 \text{ KN.m.} \\ M_2^y = 0.559 \times 1.5 = 0.838 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

5. Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_x^1 + M_x^2 = 10.26 + 1.5 = 11.76 \text{ KN.m} \\ M_y = M_y^1 + M_y^2 = 7.236 + 0.838 = 8.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

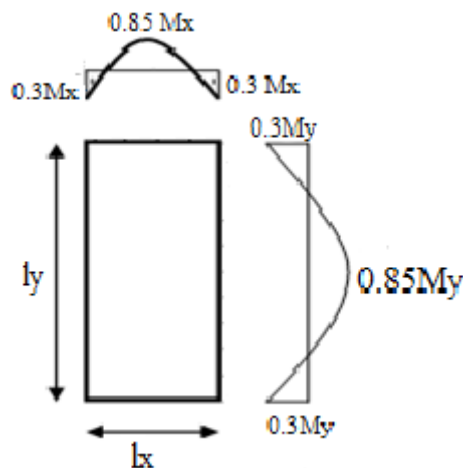


Figure III-22 : Correction des moments

- Moments en travées : $0,85M_x, 0,85M_y$
- Moments aux appuis : $0,3M_x, 0,3M_y$
- Sens x-x :
 - En travées : $M_t^x = 0,85 M_x = 0,85 \times 11.76 = 9.996 \text{ KN. m}$
 - Aux appuis : $M_a^x = 0, M_x = 0,3 \times 11.76 = 3,528 \text{ KN. M}$

- Sens y-y :

- En travées : $M_t^y = 0,85 M_y = 0,85 \times 8.07 = 6.86 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_a^y = 0,3 M_y = 0,3 \times 8.07 = 2.421 \text{ KN.m}$

III.4.4. Ferrailage de la dalle :

- Dans le sens X-X : (suivant la petite portée)

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

$b = 100\text{cm}$, $h = 15\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $d = 13\text{cm}$

➤ En travée :

$M_t^x = 9.996 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t^x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.996 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0,041 < \mu_l = 0.392$$

⇒ Section Simplement Armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0,041 \rightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{9.996 \times 10^3}{0.9795 \times 13 \times 348} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte → 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de 25 cm.

➤ Aux appuis :

$M_a^x = 3.528 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_a^x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.528 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0,014 < \mu_l = 0.392$$

⇒ Section Simplement Armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t = \frac{M_a^x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{3.528 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte \longrightarrow 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de 25 cm.

- Dans le sens Y-Y : (suivant la grande portée)

➤ En travée :

$$M_t^y = 6.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t^y}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6.86 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_l = 0.392$$

\longrightarrow Section simplement armée.

$$\mu_t = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{6.86 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte \longrightarrow 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de 25 cm.

➤ Aux appuis :

$$M_a^y = 2.421 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a^y}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.421 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

\longrightarrow Section simplement armée.

$$\mu_u = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{2.421 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte \longrightarrow 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de 25 cm.

Conclusion :

Zones	Sens	M _U [KN.m]	μ	β	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]	Ferrailage choisis	S _t [cm]
Sur appuis	X-X	3.528	0.014	0.993	0.78	2.01	4HA8	25
	Y-Y	2.421	0.010	0.995	0.53	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	9.996	0.041	0.9795	2.25	4.52	4HA12	25
	Y-Y	6.86	0.028	0.986	1.53	4.52	4HA12	25

III.4.5. Vérification à L'ELU :

6. Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99]

▪ Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x^{\min}}{b.h} \geq \frac{W_0 (3-\rho)}{2} \quad \rightarrow \quad A_x^{\min} \geq \frac{W_0 (3-\rho)}{2} \times b.h$$

Avec :

A_x^{min} : Section minimale des armatures.

b.h : Section totale du béton.

W₀ : Taux d'acier minimal, W₀ = **0, 8%** (Acier HAFe400).

$$A_x^{\min} \geq \frac{0.0008(3-0.78)}{2} \times 100 \times 15 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 1.33 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_x^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.33 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.33 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- Sens y-y :

$$W_y = \frac{A_y^{\min}}{b \cdot h} \geq W_0 \quad \rightarrow \quad A_y^{\min} \geq W_0 \times b \cdot h$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$$

En travées :	$A_y^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$	} Condition vérifiée
Aux appuis :	$A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$	

7. Diamètre minimal des barres : [Art A.7.2, 1] BAEL91 modifié 99]

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

8. Ecartement des barres : [Art A.8.2, 42] BAEL91 modifié 99]

L'écartement des armatures d'une même nappe soumis à un chargement concentré doit être égale à :

- ✓ **Direction la plus sollicitée (x-x) :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(30; 25) = 25 \text{ cm.} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Direction la moins sollicitée (y-y) :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

9. Condition de non poinçonnement : [Art A.5.2, 42] BAEL91 modifié 99]

A l'état limite ultime, la force résistance au poinçonnement Q_u est déterminé par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec:

Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2\text{m.}$$

$$Q_u = 1.35 \times 80 = 108\text{KN/ml.}$$

$$0.045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 472.5\text{KN.}$$

$$108 \text{ KN} < 472.5\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

10. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge (P)

Nous avons $U = V$:

$$\frac{v_u^{max}}{bd} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{80}{2(1.05)+1.05} = \mathbf{25.39\text{KN}}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{80}{2(1.05)+1.05} = \mathbf{25.39\text{KN}}$$

- $0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\text{MPa.}$

- $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{bd} = \frac{25.39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.195\text{MPa}$

$$\tau_u = 0.195 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

III.4.6. Calcul à l'ELS :

3. Combinaisons des charges :

- Charge centrée due au système de levage :

$$P_s = P = 80 \text{ KN}$$

$$P_s = 80\text{KN}$$

- Charge uniformément répartie :

$$q_s = G + Q = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 5.75 \text{ KN/ml}$$

4. Evaluation des moments M_1^x et M_1^y dus au système de levage :

$$M_1^x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_1^y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

- À l'ELS : $\nu = 0, 2$

$$\frac{u}{I_x} = \frac{1.05}{1.80} = \mathbf{0.58} \quad ; \quad \frac{v}{I_y} = \frac{1.05}{2.30} = \mathbf{0.45}$$

➤ Après interpolation : $M_1 = 0.095$, $M_2 = 0.067$

$$M_1^x = P_u. M_1 = 80 \times (0.095 + 0.2 \times 0.067) = \mathbf{8.67 \text{ kn.m}}$$

$$M_1^y = P_u. M_2 = 80 \times (0.067 + 0.2 \times 0.095) = \mathbf{6.88 \text{ kn.m}}$$

5. Evaluation des moments M_2^x et M_2^y dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_2^x = u_x \times q_s \times I_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.} \end{array} \right.$$

Les coefficients U_x et U_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

$$\rho_x = \frac{I_x}{I_y} = \frac{1.80}{2.30} = 0,78. > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau de dalles travaille dans les 2 sens}$$

$$\rho = 0.78 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.0652 \\ U_y = 0.683 \end{array} \right.$$

$$q_u = \mathbf{5.75 \text{ KN/ml}}$$

$$M_2^x = 0.0652 \times 5.75 \times (1.80)^2 = 1.214 \text{ KN.m.}$$

$$M_2^y = 0.683 \times 1.214 = 0.829 \text{ KN.m.}$$

6. Superposition des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_1^x + M_2^x = 8.67 + 1.214 = 9.884 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 6.88 + 0.829 = 7.709 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

➤ **Correction des moments :**

- **Moments en travées :** $0,85M_x, 0,85M_y$
- **Moments aux appuis :** $0,3M_x, 0,3M_y$

▪ **Sens x-x :**

- **En travées :** $M_t^x = 0,85 M_x = 0,85 \times 9.884 = 8.401 \text{ KN. m}$
- **Aux appuis :** $M_a^x = 0, M_x = 0,3 \times 9.884 = 2.965 \text{ KN. m}$

▪ **Sens y-y :**

- **En travées :** $M_t^y = 0,85 M_y = 0,85 \times 7.709 = 6.552 \text{ KN. m}$
- **Aux appuis :** $M_a^y = 0, M_y = 0,3 \times 7.709 = 2.312 \text{ KN.m}$

III.4.6. Vérification à l'ELS :

1. Contraintes de compression dans le béton : [Art A.4.5, 2] BAEL91modifié 99

La fissuration est peu-préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot k \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{15MPa}.$$

• **Sens x-x :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^x = 2.965 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{db_0} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\rho_1 = 0.154 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k_1 = 62.64 \\ \alpha_1 = 0.1932 \\ \beta_1 = 0.9356 \end{array} \right.$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.1932}{15(1-0.1932)} = \mathbf{0.015}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^x}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{2.965 \times 10^6}{0.9356 \times 130 \times 201} = \mathbf{121.28MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.015 \times 121.28 = \mathbf{1.81MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{condition vérifié}}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^x = 8.401 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{db_0} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = \mathbf{0.347}$$

$$\rho_1 = 0.347 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.61 \\ \alpha_1 = 0.2746 \\ \beta_1 = 0.908 \end{cases}$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2746}{15(1-0.2746)} = \mathbf{0.025}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^x}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{8.401 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 452} = \mathbf{157.45 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.025 \times 157.45 = \mathbf{3.93 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.93 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

• **Sens y-y :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^y = 2.312 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{db_0} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.154}$$

$$\rho_1 = 0.154 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 62.64 \\ \alpha_1 = 0.1932 \\ \beta_1 = 0.9356 \end{cases}$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.1932}{15(1-0.1932)} = \mathbf{0.015}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^y}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{2.312 \times 10^6}{0.9356 \times 130 \times 201} = \mathbf{94.57 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.015 \times 94.57 = \mathbf{1.41 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.41 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^y = 6.552 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{db_0} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\rho_1 = 0.347 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.61 \\ \alpha_1 = 0.2746 \\ \beta_1 = 0.908 \end{cases}$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2746}{15(1-0.2746)} = \mathbf{0.025}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^y}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6.552 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 452} = \mathbf{122.8 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.025 \times 122.8 = \mathbf{3.07 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{condition vérifié}}$$

7. Etat limite d'ouverture des fissurations : [Art A.4.5, 3] BAEL91 modifié 99

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

8. Etat limite déformation (vérification de la flèche) : [Art B.6.5, 1] BAEL91 modifié 99

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \rightarrow \frac{15}{180} = 0.083 \geq \frac{8.401}{20 \times 9.884} = 0.042 \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 < \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

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

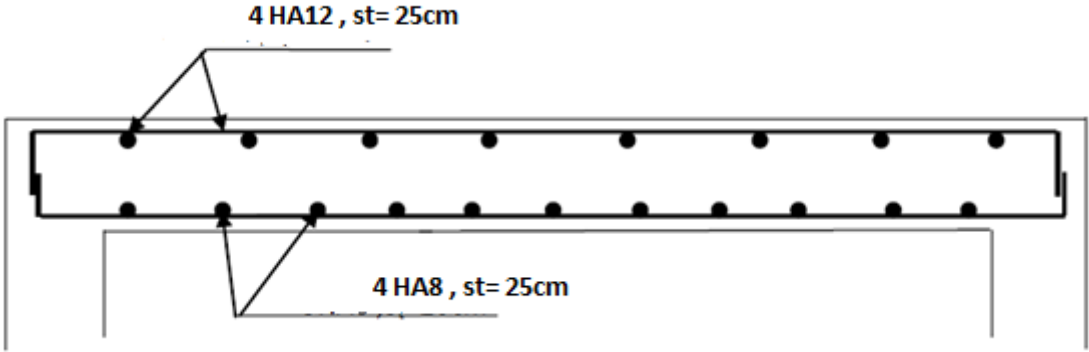


Figure III-23 : Schéma de ferrailage sens x-x

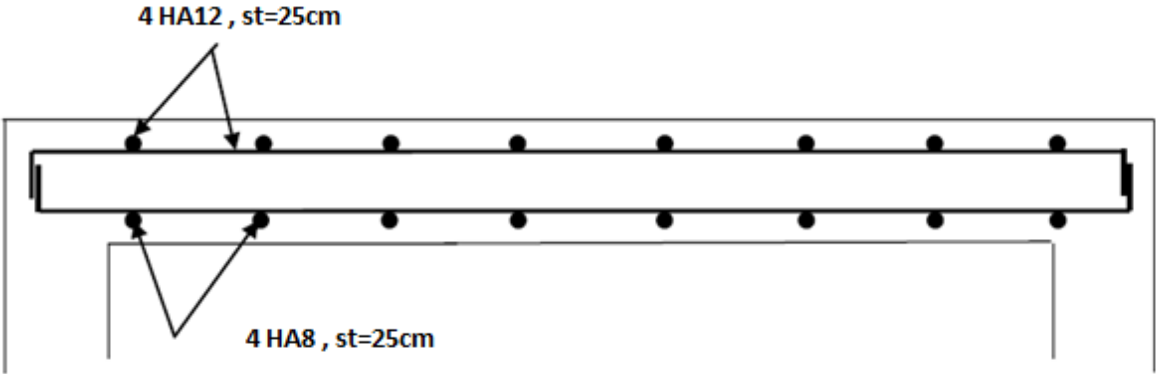


Figure III-24 : Schéma de ferrailage sens y-y

III.5. Les escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant ou en descendant.

- L'escalier de cet ouvrage est conçu en béton armé coulé sur place.
- L'escalier est constitué de deux volées adjacentes et d'un palier de repos intermédiaire.
- Les fissurations dans l'escalier sont considérées comme étant peu nuisible (l'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries).

III.5.1. Définition des éléments d'un escalier :

- **Marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- **Contre marche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Hauteur de la marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives. Sa valeur varie généralement entre **14** et **18 cm**.
- **Giron** : est la distance horizontale entre 2 contremarches successives. Le giron varie généralement entre **28** et **32 cm**. Le giron et la hauteur de la marche sont reliés par une équation (**Formule de BLONDEL**), permettant une bonne praticabilité de l'escalier.
- **Volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers (quel que soit le type du palier).elle doit comporter au maximum 18 à 20 marches.
- **Palier** : Est le plan horizontal plus large que les marches courantes. Deux paliers consécutifs délimitent une volée d'escalier. Si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment c'est le palier d'arrivée d'arrivée (palier de départ). Sinon, il s'agit d'un palier intermédiaire (palier de repos).
- **Emmarchement** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

(Avec **L** : Longueur horizontale de la paillasse et **H** : Hauteur de la volée).

- **La ligne de foulée** : est une ligne théorique représentant le parcours usuel lorsque l'on emprunte l'escalier.
- **Nez de marche** : c'est le bord extérieur de la marche.

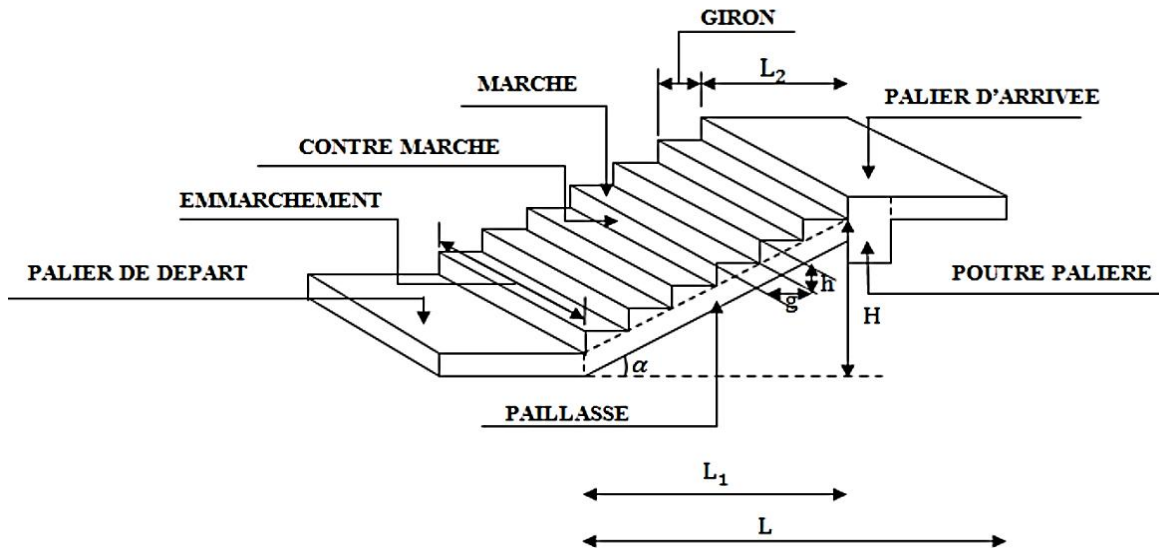


Figure III-25 : Différents éléments d'un escalier

III.5.2. Pré-dimensionnement :

Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59cm \leq 2h + g \leq 66m$$

Celle-ci permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable. En tenant compte de dimensions données sur le plan.

- **Hauteur des contre marches :**

$$h_{\text{contremarche}} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contre marches}}$$

Le choix de la dimension résulte de condition d'utilisation et de la destination de l'ouvrage.

g : largeur des marches..... $28cm \leq g \leq 32cm$.

h : hauteur de la marche $14cm \leq h \leq 18cm$.

H : la hauteur de la volée. $H = \frac{h_e}{2}$.

h_e : hauteur d'étage courant égal à 3,06 m

On opte pour **h=17 et g = 30**

D'où :

- Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

n = 9 contres marches pour chaque volée

Pour 2 volées $n = 18$ contres marches

Nombre de marche m .

Donc : $m = (n - 1) = (9 - 1) = 8$ marches.

a. Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{m}$$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La relation est vérifiée, donc l'escalier est conforme.

b. Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement de la paillasse et du palier se fait de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ses deux cotés et l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes.

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

Avec :

L_0 : longueur réelle des paliers et de la paillasse ;

H : représente la hauteur de la volée.

$$L_0 = L + L_2$$

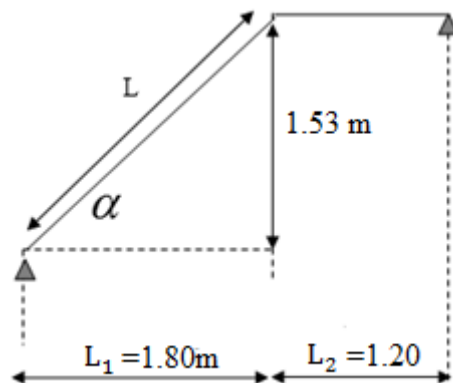


Figure III.26 : Schéma statique de l'escalier

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{180} = 0,85 \rightarrow \alpha = 40.36^\circ$$

$$H = n \times h = 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$$

α : Angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = \frac{1.80}{\cos 40.36} = 2.36 \text{ m}$$

D'où :

$$L_0 = L + L_2 = 2.36 + 1.20 = 3.56 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{356}{30} \leq e_p \leq \frac{356}{20} \Rightarrow 11.86 \text{ cm} \leq e_p \leq 17.8 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur : $e_p = 17 \text{ cm}$. pour la paillasse et le palier.

III.5.3. Détermination des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

Les charges réglementaires sont :

- Les charges permanentes qui présentent le poids propre (**G**).
- Les charges d'exploitation ou surcharges (**Q**)

1. Charge permanente :

➤ La volée :

Élément	Épaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Charge G_i [KN/m ²]
Paillasse	$\frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{0.17}{\cos 40.36} = 0.223$	25	5.575
Marche	$\frac{h}{2} = \frac{0.17}{2} = 0.085$	25	2.125
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Lit de sable	0.02	20	0.40
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Garde-corps	/	/	0.2
			$G_t = 9.42$ [KN/m²]

Tableau III.6 : Charges permanentes de la volée

➤ Le palier :

Elément	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/ m ³]	Charge G _i [KN/m ²]
Palier	0.17	25	4.25
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	18	0.36
Lit de sable	0.02	20	0.4
Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G_t = 5.77 [KN/m²]

Tableau III.7 : Charges permanentes du palier

2. Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation des escaliers pour une construction à usage d'habitation, est donnée par le **DTR B.C.2.2** :

- Palier : $Q_{pl} = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- Volée : $Q_{vol} = 2.5 \text{ KN/ m}^2$
- ❖ Charge du mur extérieur :

$$q = G \times (H - e) \times 1 \text{ ml} = 2.36 (1.53 - 0.17) \times 1 = \mathbf{3.20 \text{ KN /ml}}$$

Avec :

G : poids volumique du mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

III.5.4. Calcul des efforts internes à L'ELU:

a. Combinaison d'action :

➤ Volée :

$$Q_{uv} = (1.35 G_v + 1.5 Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$= (1.35 \times 9.42 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{16.467 \text{ KN/}}$$

➤ **Palier :**

$$q_{up} = (1.35 G_p + 1.5 Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$= (1.35 \times 5.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{11.54 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{➤ } q_{mu} = 1.35 q = 1.35 \times 3.20 = \mathbf{4.32 \text{ KN/ml}}$$

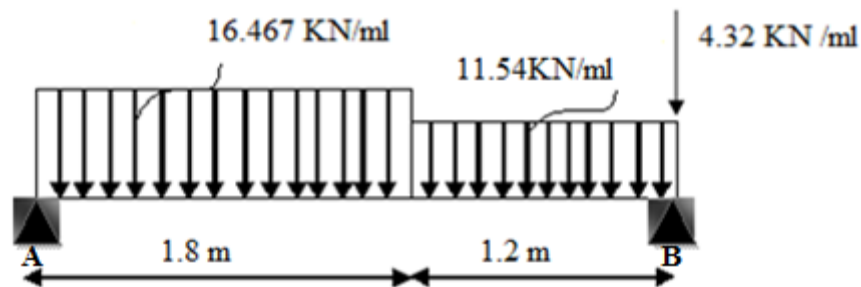
b. Calcul des réactions d'appuis :

Figure III-27 : Schéma statique de l'escalier à L'ELU

- Les réactions d'appuis :

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

$$\sum F_y = \vec{0}$$

$$R_A + R_B = (q_{up} \times 1,20) + (q_{uv} \times 1.80) + q = (11.539 \times 1,2) + (16.467 \times 1.8) + 4.32 \\ = 47.80 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 47.8 \text{ kN}$$

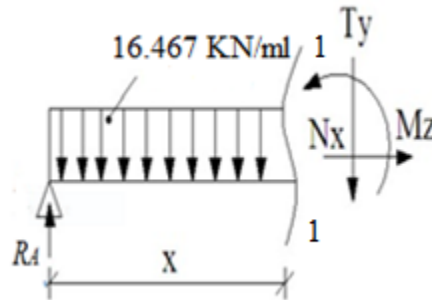
$$\sum \vec{M}/_B = \vec{0}$$

$$R_A(1.8 + 1.2) = q_{up} \left(\frac{1,2^2}{2} \right) + (q_{uv} \times 1.8) \left(\frac{1.8}{2} + 1.2 \right) \\ = 11.54 \times \left(\frac{1,2^2}{2} \right) + (16.467 \times 1.8) \left(\frac{1.8}{2} + 1.2 \right) = 23.52 \text{ kN}$$

- $R_A = 23.52 \text{ kN}$
- $R_B = 47.80 - 23.52 = \mathbf{24.28 \text{ Kn}}$

c. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.8$ m



$$\sum F_y = \vec{0}$$

$$T_y = R_A - 16.467x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow T_y = R_A = 23.52 \text{ KN.} \\ X=1.8 \longrightarrow T_y = T_y(1.8) = 23.52 - 16.467 \times 1.8 = -6.12 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\sum \vec{M} / \mathbf{1} - \mathbf{1} = \vec{0}$$

$$\begin{aligned} M_z &= R_A X - 16.467 \frac{x^2}{2} \\ &= 23.52 x - 16.467 \frac{x^2}{2} \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.8 \longrightarrow M_z = 15.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

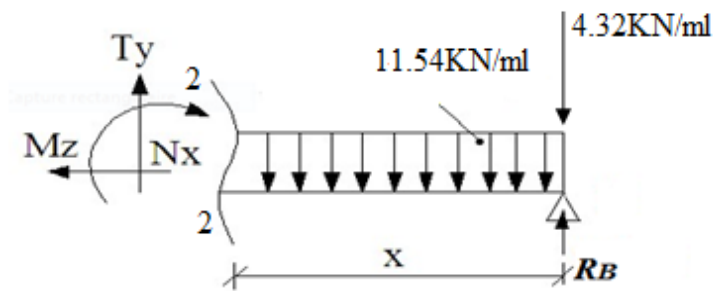
Calcul du moment max:

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow -23.52 + 16.467x = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1.428 \text{ m}}$$

Le moment $M_{z(x)}$ est maximal pour la valeur de $x = \mathbf{1.428}$

D'où $M(1.428) = M_z^{max} = \mathbf{16.797 \text{ KN.m.}}$

- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2$ m



$$\sum F_y = \vec{0}$$

$$T_y = -R_B + q + 11.54x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow T_y = -R_B + q = -24.28 + 4.32 = -19.96 \text{ KN.} \\ X=1.2 \longrightarrow T_y = T_y(1.2) = -24.28 + 4.32 + 11.54 \times 1.2 = -6.12 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\sum \vec{M} / 2 - 2 = \vec{0}$$

$$M_z = R_B X - qX - 12.552 \frac{x^2}{2}$$

$$= 24.28x - 4.32X - 11.54 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow M_z = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X=1.2 \longrightarrow M_z = \mathbf{15.66 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

Remarque:

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

$$M_z^{\max} = 16.797 \text{ KN.m.}$$

- **Aux appuis :** $M_a = -0.3 \times M_z^{\max} = -5.04 \text{ KN.m.}$
- **En travée :** $M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 14.277 \text{ KN.m.}$

d. Diagramme des efforts internes à L'ELU :

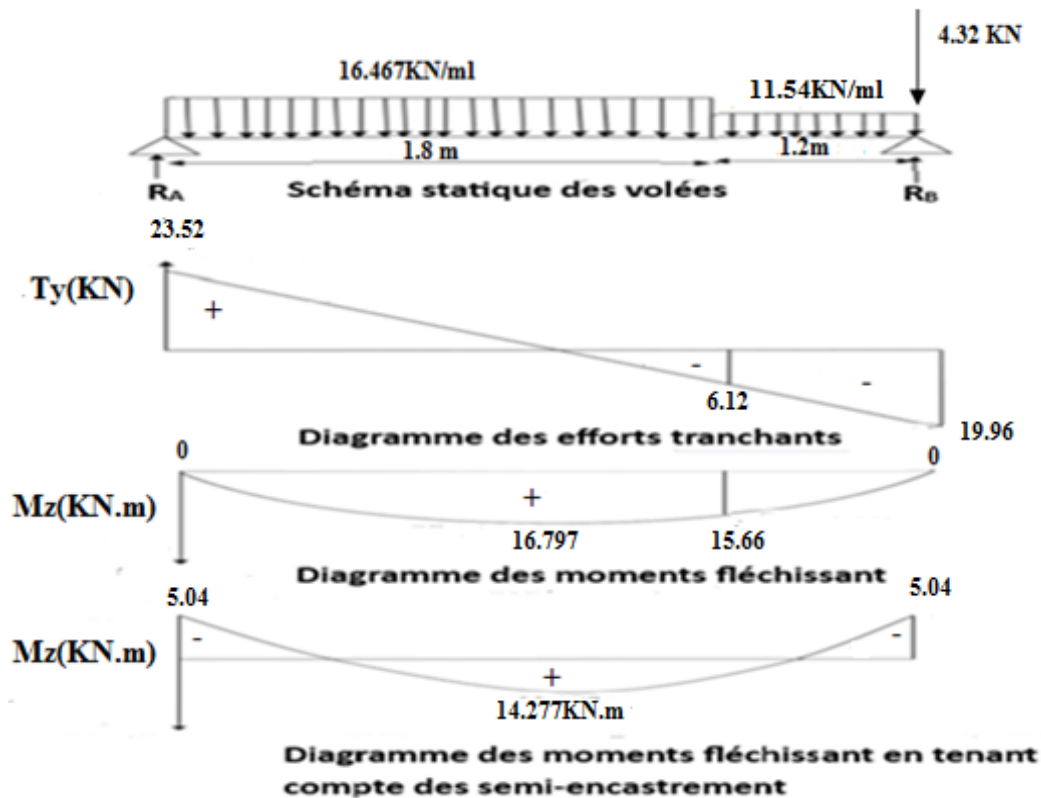


Figure III-28 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU

III.5.5. Ferrailage à L'ELU:

Le calcul se fera en flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) de [1m] de largeur, en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm} , h = 17\text{cm} , c = 2,5\text{cm} , d = 14,5\text{cm}$$

1. Armatures longitudinales :

➤ Aux appuis :

$$M_{u_{a_{\max}}} = -5,04 \text{ KN.m}$$

➤ Armature principale :

$$\mu_u = \frac{M_{u_{a_{\max}}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,04 \times 10^6}{1000 \times 145^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392.$$

$\mu_u < \mu_l$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée)

$$\beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_{u_{a_{\max}}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,04 \times 10^3}{0,992 \times 14,5 \times 348} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}10/\text{ml}$ avec un **espacement = 25cm**

➤ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4 \text{ HA}8/\text{ml}$ avec un **espacement = 25 cm.**

➤ **En travées :**

$$M_{u_{t_{\max}}} = 14.277 \text{ KN.m}$$

➤ **Armature principale :**

$$\mu_u = \frac{M_{u_{t_{\max}}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.277 \times 10^6}{1000 \times 145^2 \times 14,2} = 0,047 < \mu_l = 0.392.$$

$\mu_u < \mu_l$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée)

$$\beta = 0,9755$$

$$A_t = \frac{M_{u_{t_{\max}}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.277 \times 10^3}{0,9755 \times 14,5 \times 348} = 2.90 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : $A_t = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}14/\text{ml}$ avec un **espacement = 25 cm**

➤ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4 \text{ HA}8/\text{ml}$ avec un **espacement = 25 cm.**

III.5.6. Vérifications à L'ELU:

6. Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0.23 \times 100 \times 14.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

9. Espacement des barres : [Art A.8.2, 42] BAEL91 modifié 99

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

- **Armatures principales :**

$$S_{tmax} \leq \{3h, 33cm\}$$

$$S_{tmax} \leq 33cm$$

- **Aux appuis :** $S_t = 25cm < 33cm$

- **En travées :** $S_t = 25cm < 33cm$

Condition vérifiée.

- **Armatures répartition**

$$S_{tmax} \leq \{4h, 45cm\}$$

$$S_{tmax} \leq 45cm$$

- **Aux appuis :** $S_t = 25cm < 45cm$

- **En travées :** $S_t = 25cm < 45cm$

Condition vérifiée.

3. Vérification au cisaillement :..... (L'effort tranchant) :

on doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$ [Art A.5.1, 1] BAEL91 modifié 99

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33 MPa \quad [\text{Art A.5.1, 211}] \text{ BAEL91 modifié 99}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5MPa\right) = \min(3,33; 5MPa) = 3,33 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 MPa$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{max} = 23,52KN$.

$$\tau_u = \frac{23,52 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0,16 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement, Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2.V_u^{max}}{b.a} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{Art A.5.1, 313}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

Avec : a : longueur d'appuis égale à 0,9.d

$$V_u^{max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d = 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 100 \times 0,9 \times 14,5.$$

$$V_u^{max} = 23,52 \text{ kN} < 870 \text{ kN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les aciers:**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{a} \right).$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{a} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(23,52 + \frac{5,04 \times 10^5}{0,9 \times 14,5} \right) = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

5. Vérification à la condition d'adhérence et l'entraînement des barres :

Pour qu'il n'y' est pas entrainement de barre il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9.d \cdot \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

[Art A.6.1, 3] BAEL91 modifié 99

Avec :

τ_{se} : contraint d'adhérence et d'entrainement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 23,76 KN

d : hauteur utile est égale a 14,5 cm

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum u_i = 4 \times 14 \times 3,14 = 175,84 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,52 \times 10^3}{0,9 \times 145 \times 175,84} = 1,025 \text{ MPa}$$

ψ_s = coefficient de scellement : 1.5 (pour les aciers H. A)

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

$$\tau_{se} = 1,025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc ; il n'y pas de risque d'entraînement des barres.

5. Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la ultime.valeur limite .

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad [\text{Art A.6.1, 21}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = (\text{Acier en HA})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6. Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour qu'une barre de diamètre \emptyset , soumise à une contrainte égale à sa limite élastique soit convenablement ancrée.

$$L_s = \frac{\emptyset_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad [\text{Art A.6.1, 221}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

L_s : Longueur de scellement droit

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \times 1,5^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$L_s = 50 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées. A défaut de calcul le **BAEL91 [Art A.6.1, 221]** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale à :

- $0.4L_s$: s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500

$$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad L_c = 20 \text{ cm}$$

III.5.7. Calcul des efforts internes à L'ELS:

a. Combinaison d'action :

➤ Volée :

$$Q_{sv} = G_v + Q$$

$$= 9.42 + 2.5 = 11.92 \text{ KN/ml}$$

➤ palier :

$$q_{sp} = G_p + Q$$

$$= 5.77 + 2.5 = 8.27 \text{ KN/ml}$$

➤ $q_{ms} = q = 3.20 = 3.20 \text{ KN/ml}$

b. Calcul des réactions d'appuis :

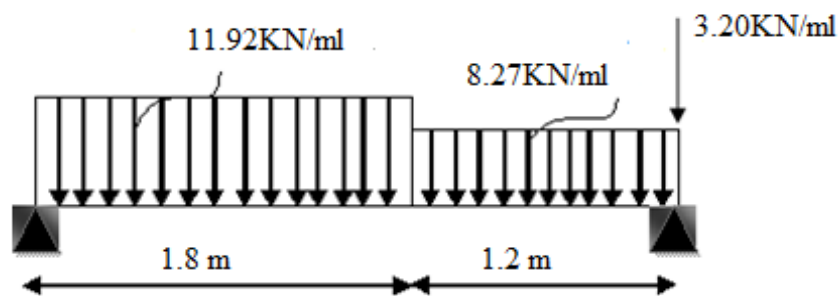


Figure III.29 : Schéma statique de l'escalier à L'ELS

- Les réactions d'appuis :

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

$$\sum F_y = \vec{0}$$

$$R_A + R_B = (q_{sp} \times 1,20) + (q_{su_v} \times 1,80) + q = (8,27 \times 1,2) + (11,92 \times 1,8) + 3,20$$

$$= \mathbf{34,58 \text{ kN}}$$

$$R_A + R_B = 34,58 \text{ kN}$$

$$\Sigma \vec{M}/_B = \vec{0}$$

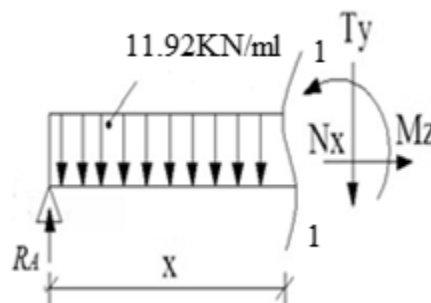
$$R_A(1,8 + 1,2) = q_{sp} \left(\frac{1,2^2}{2} \right) + (q_{sv} \times 1,8) \left(\frac{1,8}{2} + 1,2 \right)$$

$$= 8,27 \times \left(\frac{1,2^2}{2} \right) + (11,92 \times 1,8) \left(\frac{1,8}{2} + 1,2 \right) = \mathbf{51,012 \text{ kN}}$$

- $R_A = 17,004 \text{ kN}$
- $R_B = 34,58 - 17,004 = \mathbf{17,576 \text{ kN}}$

c. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,8 \text{ m}$



$$\Sigma F_y = \vec{0}$$

$$T_y = R_A - 11,92 x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow T_y = R_A = \mathbf{17,004 \text{ KN.}} \\ X=1,8 \longrightarrow T_y = T_y(1,8) = 17,004 - 11,92 \times 1,8 = \mathbf{-4,452 \text{ KN.}} \end{array} \right.$$

$$\Sigma \vec{M}/_{1-1} = \vec{0}$$

$$M_z = R_A X - 11,92 \frac{x^2}{2}$$

$$= 17.004 x - 11.92 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.8 \longrightarrow M_z = 11.296 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

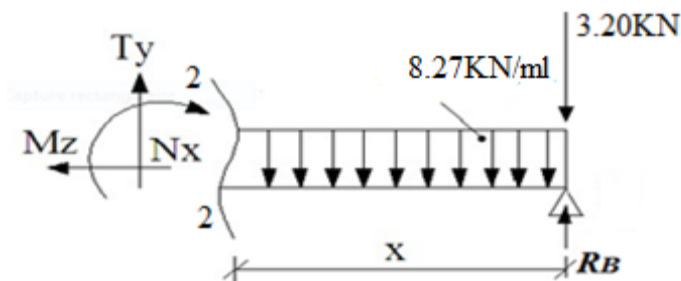
Calcul du moment max:

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow -17.004 + 11.92x = 0 \Rightarrow x = 1.428 \text{ m}$$

Le moment $M_{z(x)}$ est maximal pour la valeur de $x = 1.428$

D'où $M(1.428) = M_z^{max} = 12.128 \text{ KN.m}$.

- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$



$$\sum F_y = \vec{0}$$

$$T_y = -R_B + q + 8.27x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow T_y = -R_B + q = -17.576 + 3.2 = -14.376 \text{ KN.} \\ X=1.2 \longrightarrow T_y = T_y(1.2) = -17.576 + 3.2 + 8.27 \times 1.2 = -4.452 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\sum \vec{M} / 2 - 2 = \vec{0}$$

$$M_z = R_B X - qX - 8.27 \frac{x^2}{2}$$

$$= 17.576x - 3.2x - 8.27 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.2 \longrightarrow M_z = 11.296 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u\max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

$$M_z^{\max} = 12.128 \text{ KN.m.}$$

- **Aux appuis :** $M_s^a = -0.3 \times M_z^{\max} = -3.63 \text{ KN.m.}$
- **En travée :** $M_s^t = 0.85 \times M_z^{\max} = 10.30 \text{ KN.m.}$

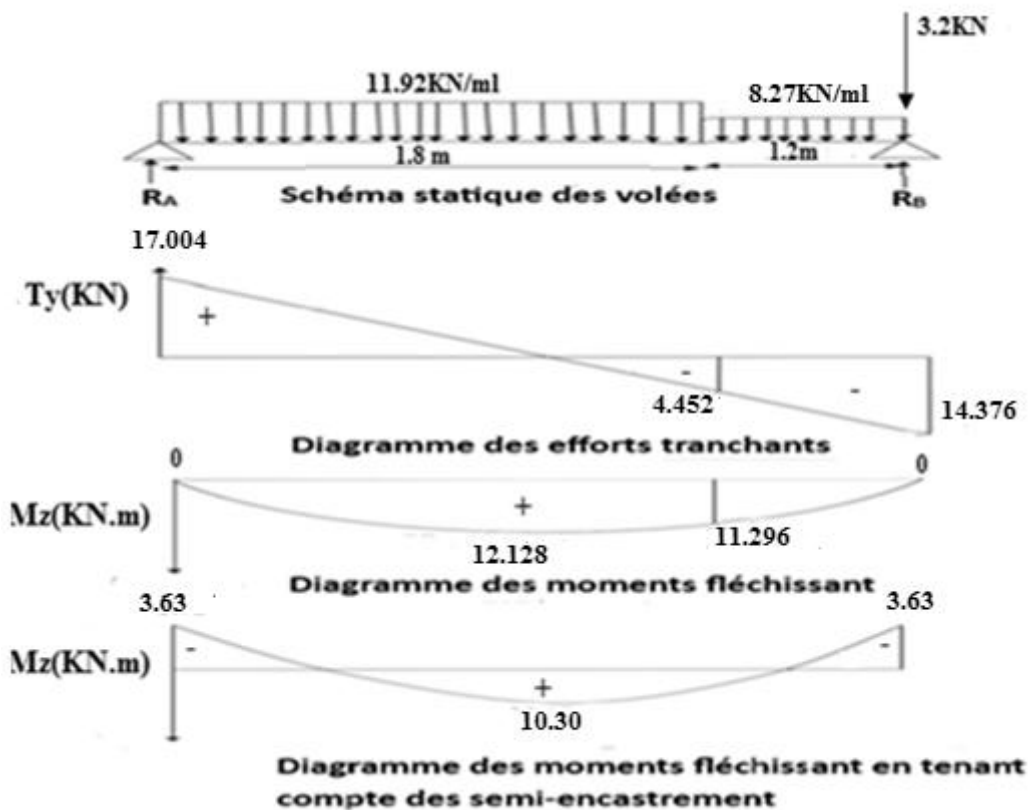


Figure III-30 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS

III.5.8. Vérifications à L'ELS :

7. Contrainte de compression dans le béton : [Art A.4.5, 2] BAEL91modifié 99

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = k \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

$$M_s^a = -3.63 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 14.5} = 0.216$$

$$\rho_1 = 0.216 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 51.92 \\ \alpha_1 = 0.2241 \\ \beta_1 = 0.9253 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2241}{15(1-0.2241)} = \mathbf{0.019}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3.63 \times 10^6}{0.9253 \times 145 \times 314} = \mathbf{86.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.019 \times 86.16 = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{condition vérifié}}$$

➤ En travées :

$$M_s^t = 10.30 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 14.5} = 0.424$$

$$\rho_1 = 0.424 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 35.227 \\ \alpha_1 = 0.2986 \\ \beta_1 = 0.900 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2986}{15(1-0.2986)} = \mathbf{0.028}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{10.30 \times 10^6}{0.900 \times 145 \times 616} = \mathbf{128.12 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.028 \times 128.12 = \mathbf{3.58 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{15MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifié}$$

8. Etat limite d'ouverture des fissurations : [Art A.4.5, 3] BAEL91modifié 99

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

9. Etat limite déformation (vérification de la flèche) : [Art B.6.5, 1] BAEL91 modifié 99

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur total (17 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L= 3 m)

Mt : moment max en travée.

M0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=100 cm)

d : hauteur utile (d=14.5cm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{17}{300} = 0,056 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = \frac{17}{300} = 0,056 < \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{10.30}{10 \times 12.128} = 0,084 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A}{b.d} = \frac{6.16}{100 \times 14.5} = 0,0042 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

————→ On passe à la vérification de la flèche car les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, il faut donc vérifiée que :

➤ **Calcul de la flèche : [Art B.6.5, 2] BAEL91 modifié99**

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot l^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{F} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max (q_s^1; q_s^2) = \max (11.92 ; 8.27) = \mathbf{11.92 \text{ KN/ml}}$$

E_v : module de déformation longitudinal différé ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

\bar{F} : Flèche admissible.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée. Par rapport a centre de gravité

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

- $V_1 = \frac{S_{xx'}}{B0}$

- $V_2 = h - V_1$

Avec :

V_1 : la position de l'axe neutre

$S_{xx'}$: Le moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A_t = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 14.5 \times 6.16)$$

$$S_{xx'} = 15789.8 \text{ cm}^3$$

$B0$: la surface de la section homogène.

$$B0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = 100 \times 17 + 15 \times 6.16 = 1792.4 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{15789.8}{1792.4} = 8.8 \text{ cm} \quad \longrightarrow V_2 = h - V_1 = 17 - 8.8 = 8.2 \text{ cm}$$

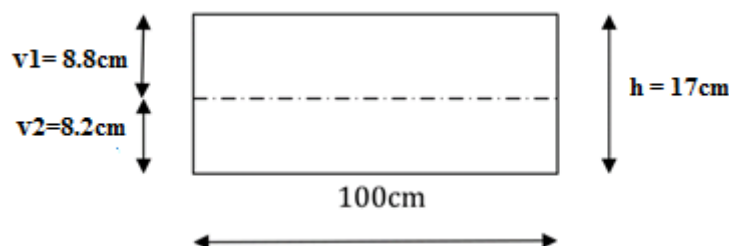


Figure III.31 : Section droite des escaliers

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

$$I = \frac{100}{3} (8.8^3 + 8.2^3) + 15 \times 6.16 (8.2 - 2.5)^2 = 44096.74 \text{ cm}^4.$$

$$I = 44096.74 \text{ cm}^4.$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{11.92 \times (3)^4}{10818.86 \times 10^3 \times 44096.74 \times 10^{-8}} = 0.0026m < \bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{3}{500} = 0.006m$$

$F < \bar{F}$ \longrightarrow La Condition est vérifiée.

On conclut que les armatures à l'ELU sont suffisantes

III.6. La poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière. Cette dernière est soumise à son poids propre, au poids du mur en maçonnerie et à la réaction de la paillasse. Cette poutre est semi-encastree à ses extrémités dans les poteaux. Sa portée max est de **4.00m**.

III.6.1. Pré-dimensionnement :

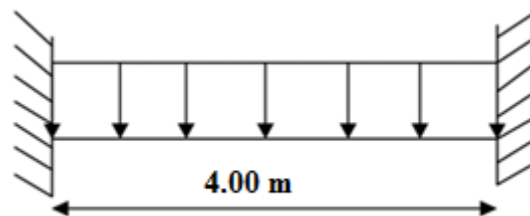


Figure III.32 : Schéma statique de la poutre palière

1. La hauteur de la poutre :

La hauteur de la poutre palière h_t est donnée par la formule suivante :

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

Avec:

L: longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : la hauteur de la poutre

$$\Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}$$

Le **RPA** exige que : $h_t \geq 30\text{cm}$ [Art 7.5.1] **RPA99/ version 2003**

Donc, on opte pour : h_t = 35 cm

2. La largeur de la poutre :

La largeur **b** est donnée par la relation suivante :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA99/2003 ($b \geq 20\text{cm}$) :

On adopte : **b = 25 cm**

• Vérification des conditions RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 25 > 20 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ 35 > 30 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour une section (25 x 35) cm².

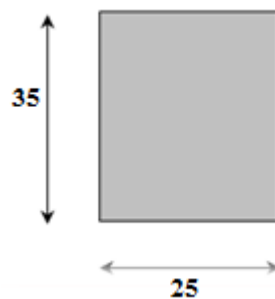


Figure III.33 : Section de la poutre palière

- Poids propre de la poutre palière : $G_{pp} = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.18\text{kn/ml}$
- Poids du mur extérieur : $G_m = 2.36 (1.53 - 0.2) \times 1\text{ml} = 3.14 \text{ KN/ml}$

$$G = G_p + G_m = 2.18 + 3.14 = 5.32 \text{ KN/ml}$$

Réaction du palier sur la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU : } q_u = R_u = 24.28 \text{ KN.} \\ \text{A l'ELS : } q_s = R_s = 17.576 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

III.6.2: Calcul des efforts internes à L'ELU :

a. Combinaison d'action :

$$q_u = 1,35.G + q_u = 1,35 \times 5.32 + 24.28 = 31.462 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 31.462 \text{ kN/ml}$$

b. Calcul des réactions d'appuis :

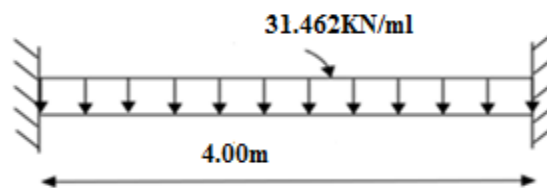


Figure III-34 : Schéma statique de la poutre palière à L'ELU.

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{31.462 \times 4}{2} = 62.924 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 62.924 \text{ kN.}$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{31.462 \times 4}{2} = 62.924 \text{ kN}$$

$$T = R_A = R_B = 62.924 \text{ kN.}$$

d. Calcul du moment isostatique :

$$0 \text{ m} \leq x \leq 4.00 \text{ m}$$

$$M_{uo} = M_{\max}(x) = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{31.462 \times (4^2)}{8} = 62.924 \text{ kN.m}$$

$$M_{uo} = 62.924 \text{ kN.m}$$

e. Correction des moments :

- Aux appuis :

$$M_{ua} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 62.924 = -18.877 \text{ kN.m}$$

- En travées :

$$M_{ut} = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 62.924 = 53.485 \text{ KN.m}$$

f. Diagramme des efforts internes à L'ELU :

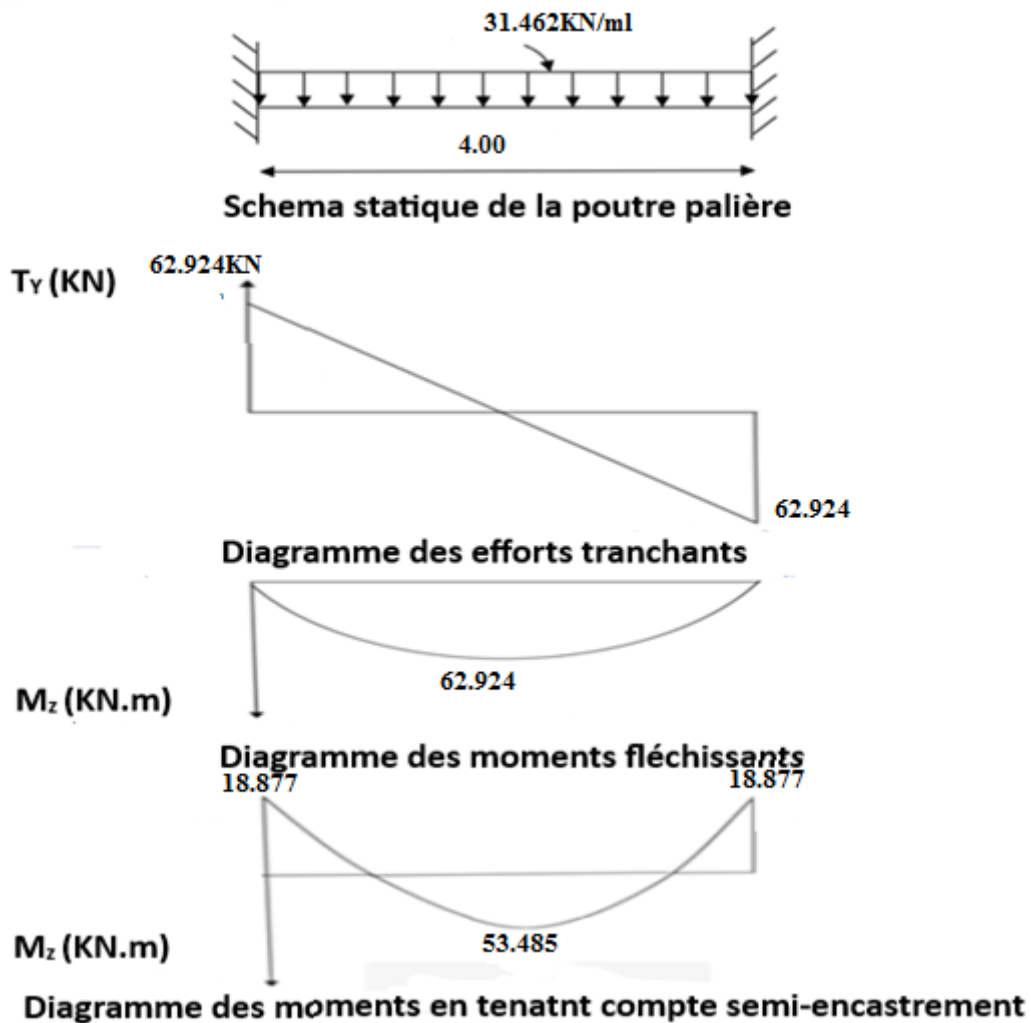


Figure III.35 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants à L'ELU

III.6.3. Ferrailage à L'ELU:

1. Armatures longitudinales :

$$b = 25\text{cm}, h = 35\text{cm}, c = 2,5\text{cm}, d = 32,5\text{cm}$$

• Aux appuis :

$$M_{ua} = -18.877\text{KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.877 \times 10^6}{250 \times (325^2) \times 14,2} = 0.05 < \mu_l = 0.392.$$

$\mu_u < \mu_l$ **Section simplement armée**, donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.05 \longrightarrow \beta = 0,974$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.877 \times 10^3}{0,974 \times 32,5 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Soit : **Aa= 3HA12 = 3.39 cm²**

- **En travées :**

$$M_{ut} = 53.485 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{53.485 \times 10^6}{250 \times (325^2) \times 14,2} = 0.142 < \mu_l = 0.392.$$

$\mu_u < \mu_l$ **Section simplement armée**, donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.142 \longrightarrow \beta = 0,923$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{53.485 \times 10^3}{0,923 \times 32,5 \times 348} = 5.12 \text{ cm}^2$$

Soit : **Aa= 3HA16 = 6.03 cm²**

- **Vérification des armatures longitudinales selon le RPA 99/2003 [Art 7.5.2.1] :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.

$$3,39 + 6,03 = 9,42 \text{ cm}^2 > 0,005 \times 25 \times 35 = 4,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

$$3,39 + 6,03 = 9,42 \text{ cm}^2 < 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right] \quad [\text{Art A.7.2, 2}] \text{BAEL91 modifié99}$$

Avec : **h** : étant la hauteur totale de la poutre.

ϕ_l : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{350}{35}, 16, \frac{250}{10}\right]$$

$$\phi_t \leq \min[10, 16, 25] \Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Soit : **Atr = 3HA10 = 2.35 cm²**

3. Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} \quad [\text{Art A.5.1, 22}] \text{ BAEL91 modifié99}$$

$$St \leq \min\{0,9 \times 32,5; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min\{29,5\text{cm}; 40\text{cm}\} \Rightarrow \mathbf{St = 25 \text{ cm}}$$

La section d'armature transversale doit vérifiée

$$\frac{Atr \cdot f_e}{b \cdot St} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad [\text{Art A.5.1, 22}] \text{ BAEL91 modifié99}$$

$$\frac{2,35 \times 400}{25 \times 25} = 1,15 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des armatures transversales selon le RPA 99/2003 :**

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- **Dans la zone nodale et en travées :**

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} \quad [\text{Art 7.5.2.2}] \text{ RPA99/ version 2003}$$

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$St \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right\}$$

$$St \leq \min\{8,75\text{cm}; 14,4\text{cm}\} \Rightarrow \mathbf{St = 8 \text{ cm}}$$

- **En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $t = 15 \text{ cm}$

Selon le **RPA 99**, la section d'armature transversale doit vérifiée :

$$A_{tr} \geq A_{tr}^{\min}$$

Avec :

$$A_{tr}^{\min} = 0,003 \cdot S \cdot b \quad [\text{Art 7.5.2.2}] \text{ RPA99/ version 2003}$$

$$A_{tr}^{\min} = 0,003 \cdot 8 \cdot 25 = \mathbf{0.6 \text{ cm}^2}$$

$$A_{tr} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{tr}^{\min} = \mathbf{0.6 \text{ cm}^2} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.4. Vérifications à L'ELU:

10. Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99

$$A_{\min} = 0,23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32.5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2 \\ \text{En travées : } A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{CV}$$

11. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad [\text{Art A.5.1, 2}] \text{ BAEL91 modifié 99}$$

$$\tau_u = \frac{62.924 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.77 \text{ MPa.}$$

Dans note cas la fissuration est **peu préjudiciable**.

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad [\text{Art A.5.1, 211}] \text{ BAEL91 modifié 99}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

12. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :• **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{2T_u}{b \cdot a} \leq 0.8 \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{Art A.5.1, 313}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

Avec : **a** : la longueur d'appui

$$a = 0,9d = 0,9 \times 32,5 = 29,25 \text{ cm}$$

$$\frac{2T_u}{b \cdot a} \leq 0.8 \leq \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b \cdot a$$

$$T_u = 62.924 \text{ KN}$$

$$0.4 \frac{25 \cdot 10^{-3}}{1.5} \times 250 \times 292,5 = 487.5 \text{ kN}$$

$$T_u = 62.924 \text{ KN} < 487.5 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

13. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec :

$$\sum u_i : \text{étant la somme des périmètre des barres}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{62.924}{0,9 \times 325 \times 113,04} \times 10^3 = 1,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{315 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

14. Ancrage des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}. \quad [\text{Art A.6.1, 21}] \text{BAEL91 modifié 99}$$

Avec :

$$\Psi = 1,5 \text{ (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

15. Longueur de scellement droit : [Art A.6.1, 221] BAEL91 modifié 99]

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad L_s = 50 \text{ cm}$$

On remarque que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, donc il faut prévoir des crochets.

D'après le BAEL91 [Art A.6.1, 253] la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_C = 0.4 L_s \quad \rightarrow \quad L_C = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$L_C = 20 \text{ cm}$$

III.6.5. Calcul des efforts internes à L'ELS :**a. Combinaison d'action :**

$$q_s = G + q_s = 5.32 + 17.576 = 22.896 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 22.896 \text{ kN/ml}$$

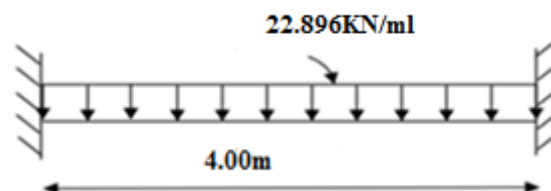
b. Calcul des réactions d'appuis :

Figure III.36 : Schéma statique de la poutre palière à L'ELS

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{22.896 \times 4}{2} = 45.792 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 45.792 \text{ kN.}$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{22.896 \times 4}{2} = 45.792 \text{ kN}$$

$$T = R_A = R_B = 45.792 \text{ kN.}$$

d. Calcul du moment isostatique :

$$0 \text{ m} \leq x \leq 4.00 \text{ m}$$

$$M_{so} = M_{\max}(x) = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22.896 \times (4^2)}{8} = 45.792 \text{ kN.m}$$

$$M_{so} = 45.792 \text{ kN.m}$$

e. Correction des moments :

- Aux appuis :

$$M_{sa} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 45.792 = -13.737 \text{ kN.m}$$

- En travées :

$$M_{st} = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 45.792 = 38.923 \text{ kN.m}$$

f. Diagramme des efforts internes à L'ELS :

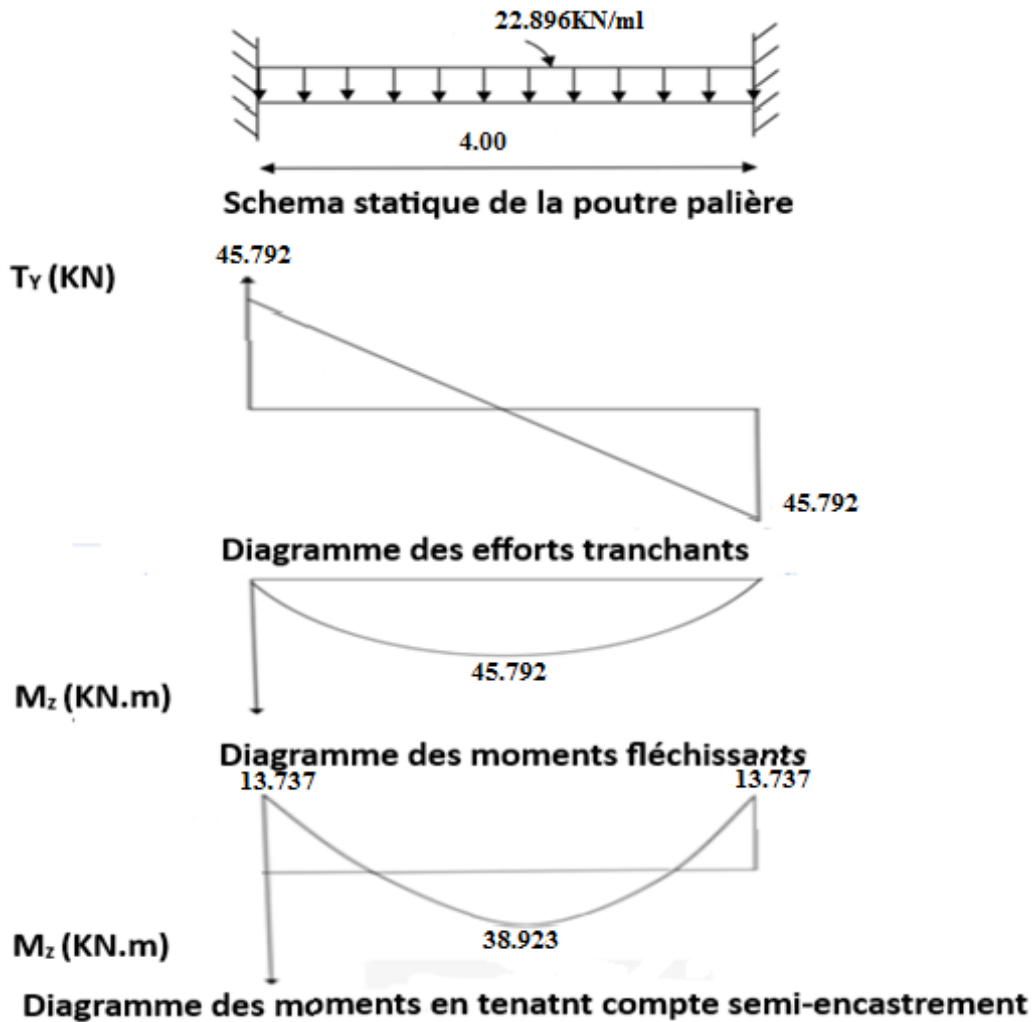


Figure III.37 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS

III.6.3. Ferrailage à L'ELS:

1. Armatures longitudinales :

$b = 25\text{cm}$, $h = 35\text{cm}$, $c = 2,5\text{cm}$, $d = 32,5\text{cm}$

- Aux appuis :

$$M_{sa} = -13.737\text{KN.m}$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32.5} = 0.417$$

$$\rho_1 = 0.417 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k_1 = 35.552 \\ \alpha_1 = 0.2976 \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.9011$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2976}{15(1-0.2976)} = 0.028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{13.737 \times 10^6}{0.9011 \times 325 \times 339} = \mathbf{138.36 MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k. \sigma_{st} = 0.028 \times 138.36 = 3.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{15 MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

• **En travée :**

$$M_{st} = 38.923 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.03}{25 \times 32.5} = 0.742 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 0.742 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k_1 = 25.17 \\ \alpha_1 = 0.3734 \\ \beta_1 = 0.8755 \end{array} \right.$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.3734}{15(1-0.3734)} = \mathbf{0.039}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{38.923 \times 10^6}{0.8755 \times 325 \times 603} = \mathbf{226.85 MPa}$$

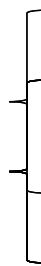
$$\sigma_{bc} = k. \sigma_{st} = 0.039 \times 226.85 = \mathbf{8.84 MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{15 MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures : [Art A.4.5, 3] BAEL91 modifié 99

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

3. Vérification de la flèche : [Art B.6.5, 1] BAEL91 modifié 99



On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total (35 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=4 m)

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=25 cm)

d : hauteur utile (d=32.5cm)

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0,0875 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0,0875 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{38.923}{10 \times 45.792} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{6.03}{25 \times 32.5} = 0,007 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

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

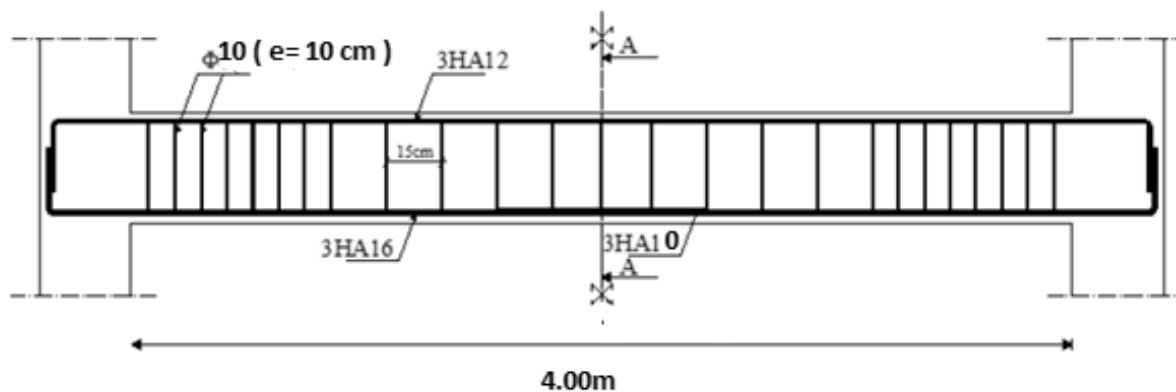
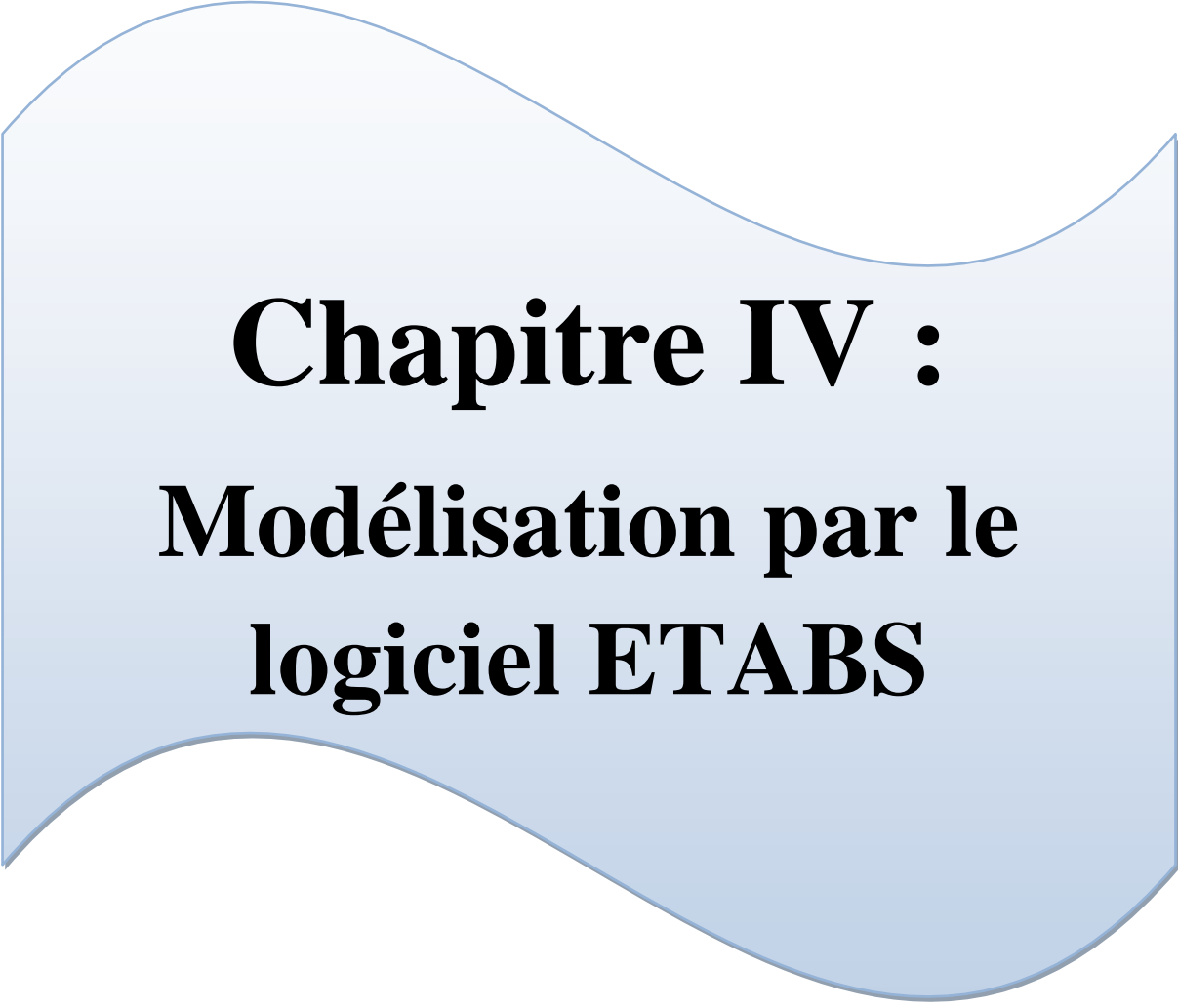


Figure III-38 : Schéma de ferrailage de la poutre palière



Chapitre IV :
Modélisation par le
logiciel ETABS

IV-1 : Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes numériques telles que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV-2 : Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques : ces calculs peuvent mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

- ◆ La méthode statique équivalente.
- ◆ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ◆ La méthode d'analyses dynamique par accélérogrammes.

IV-2.2 : Conditions d'applications de la méthode statique équivalente :

- ◆ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- ◆ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur en (a), la condition complémentaire suivante :

Zone IIa groupe d'usages 2, si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Dans notre cas la hauteur du bâtiment est supérieure à 7 niveaux et 23m.

Conclusion :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV-2.3 : Conditions d'application de la méthode d'analyse spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV-2.4 : Condition d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Conclusion :

Dans notre cas c'est la méthode d'analyse spectrale qui est applicable.

IV.3 : Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- ◆ Introduction de la géométrie de l’ouvrage
- ◆ Géométrie de base
- ◆ Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
- ◆ Spécification des propriétés géométriques des éléments
- ◆ Définition des charges statique (G, Q)
- ◆ Définition de la charge sismique « E »
- ◆ Chargement des éléments
- ◆ Introduction des combinaisons d’actions
- ◆ Déroulement de l’analyse et visualisation des résultats

a) Etape 1 :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- ◆ Choix des unités :

On doit choisir système d’unités pour la saisie des données dans l’ETABS → KN-m.

- ◆ Géométrie de base:

Dans le menu déroulant en haut de l’écran on sélectionne *File* puis *New model*, permet d’introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant-y.
- Le nombre des étages.

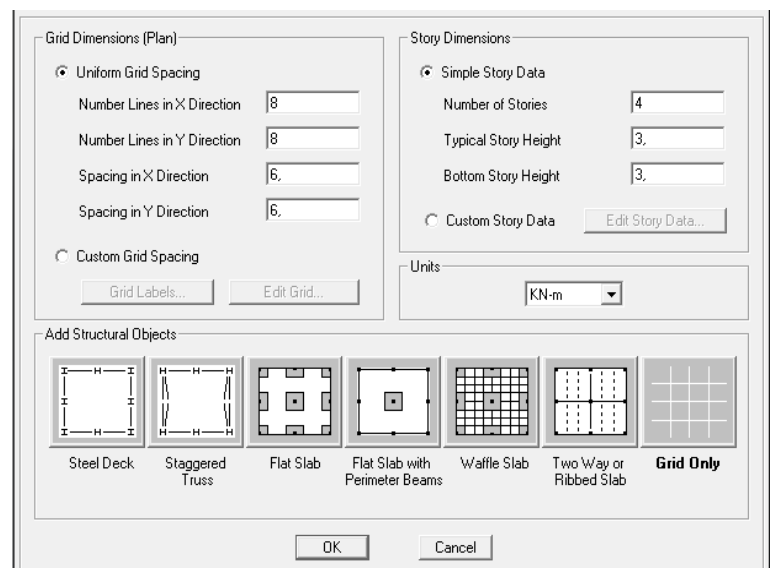


Figure IV-1 : Géométrie de la base

Après validation de l’exemple on aura deux fenêtre représentantes la structure, l’une en 3D et l’autre en 2D suivant l’un des plans **X-X**, **X-Y**, **X-Z**.

- ◆ Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d’étage.

On clique sur le bouton **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**.

- ◆ On introduit les distances cumulées puis on clique sur **OK** -

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit**

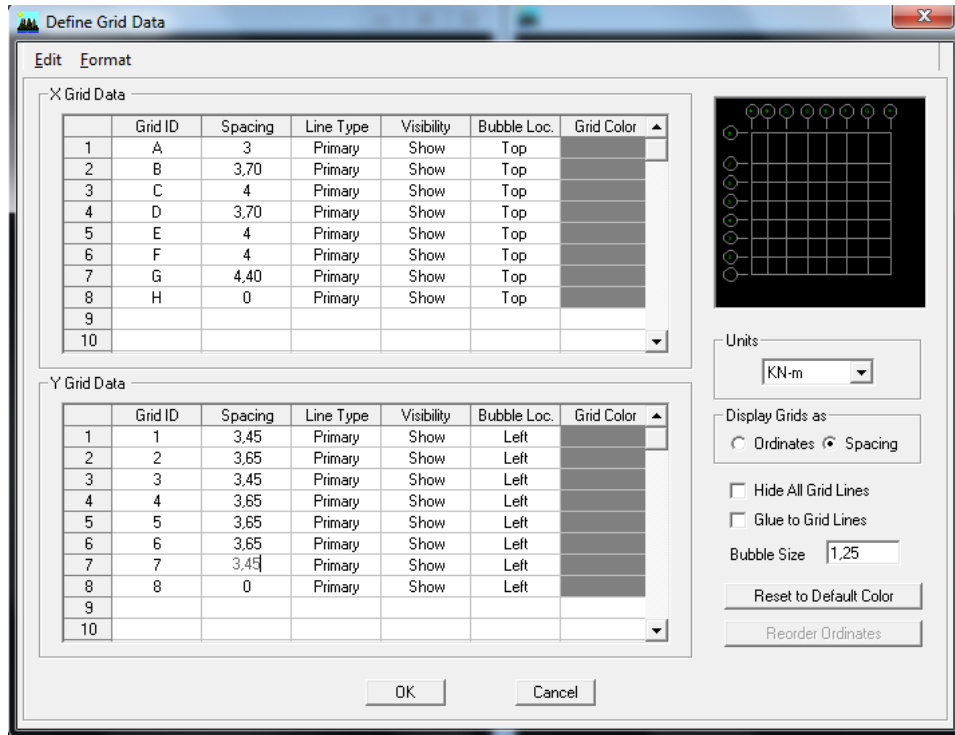


Figure VI-2 : Modification des longueurs des trames.

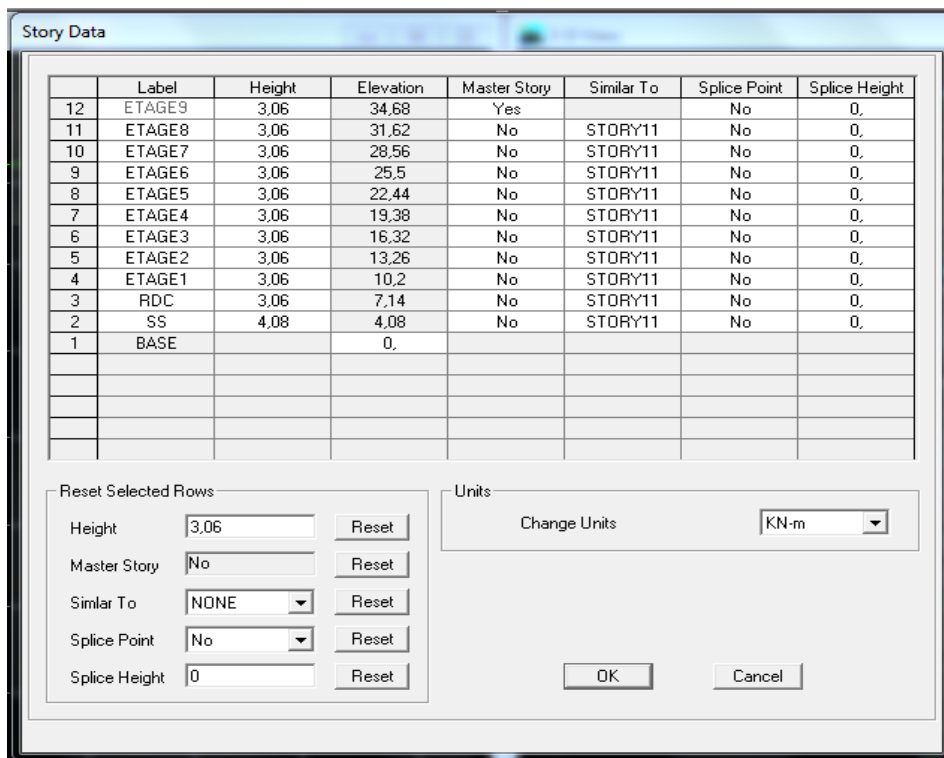


Figure IV-3 : Modification des hauteurs des étages.

b) Etape 2 :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Matériel Proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

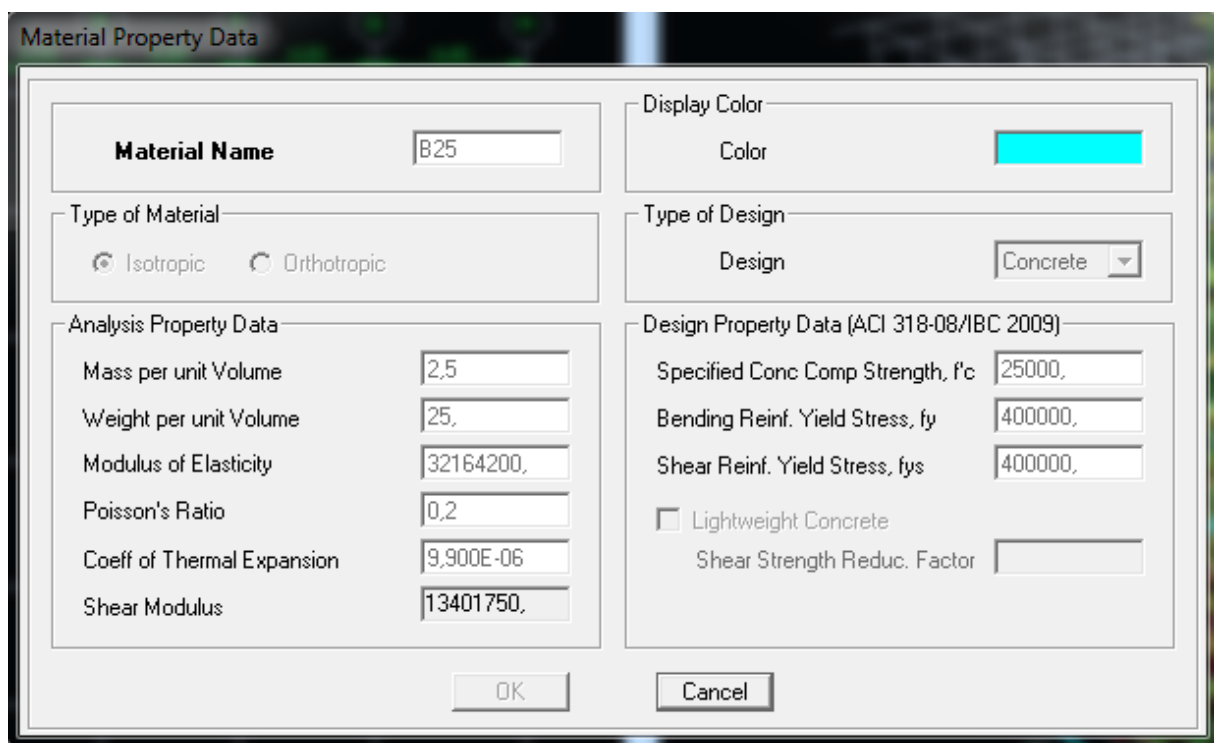
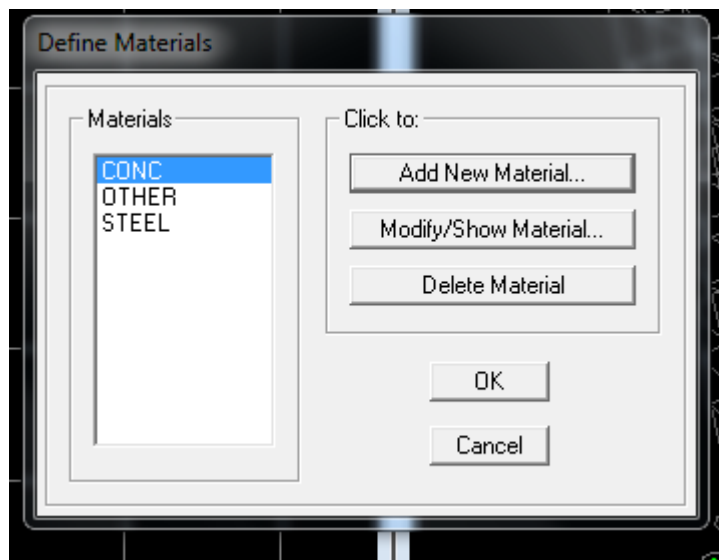


Figure IV-4 : Introduction des propriétés mécanique du béton.

c) Etape 3 :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile....)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de section et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire.

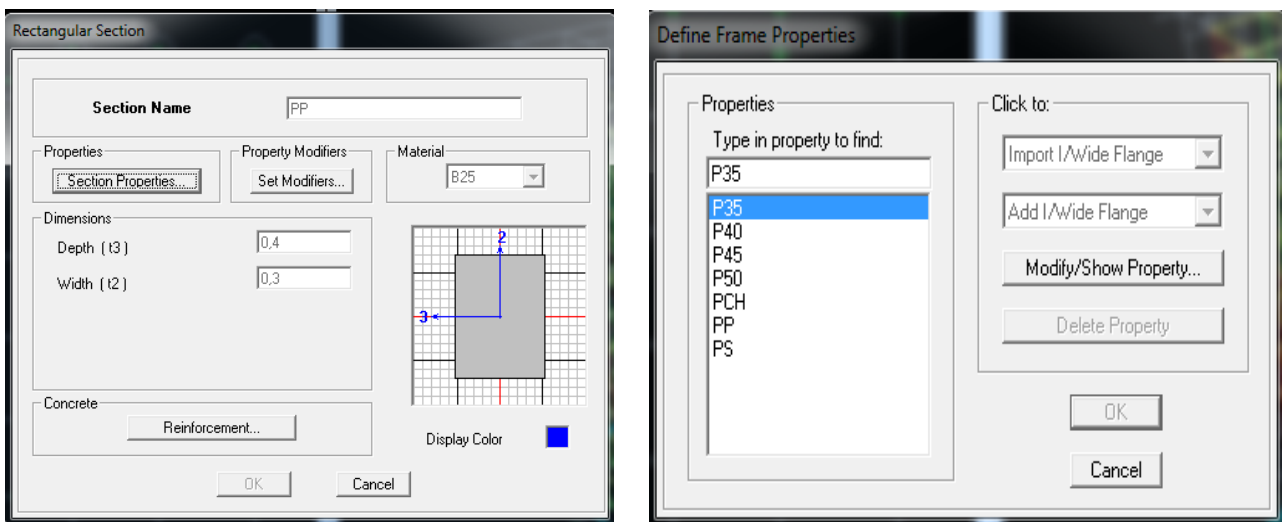


Figure VI-5 : Introduction des dimensions des poutres / poteaux.

Le bouton **Renforcement** conduit à une fenêtre entre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par **ETABS**.

- ◆ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.
- ◆ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **voile**.

➤ Les Voiles :

On choisit le menu **Define** et **Wall / Slab**, on clique sur **Add new Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

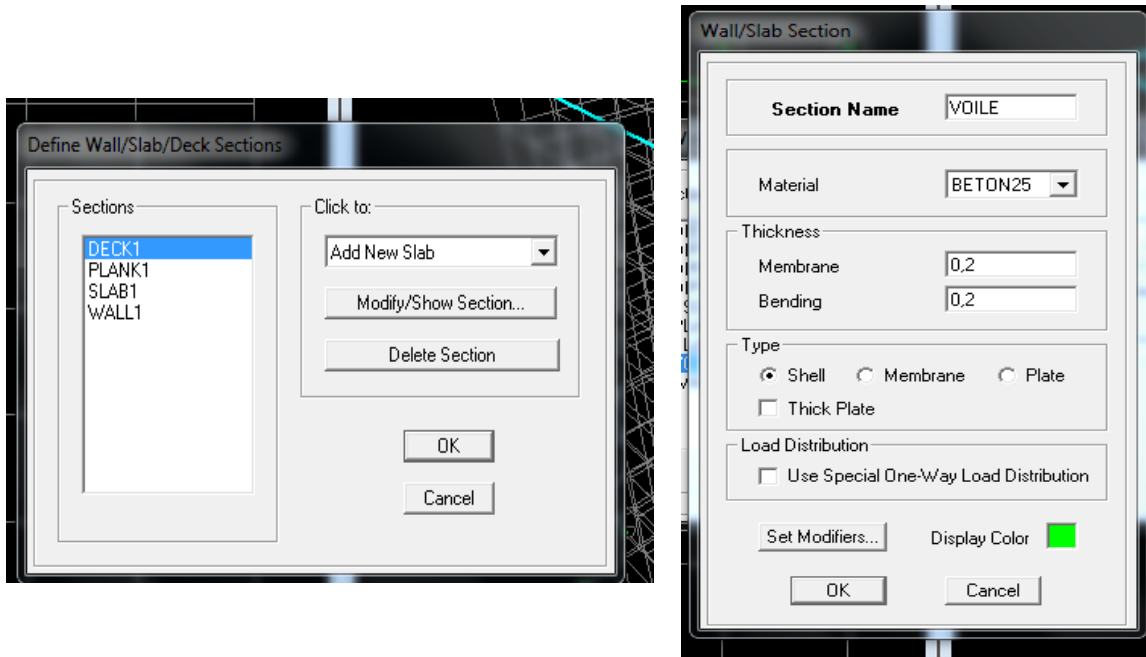


Figure IV-6 : Introduction des dimensions des voiles.

➤ Les Dalles pleines:

Define → **Wall /Slab /Deck section** → **Add New Slab**

Et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle.

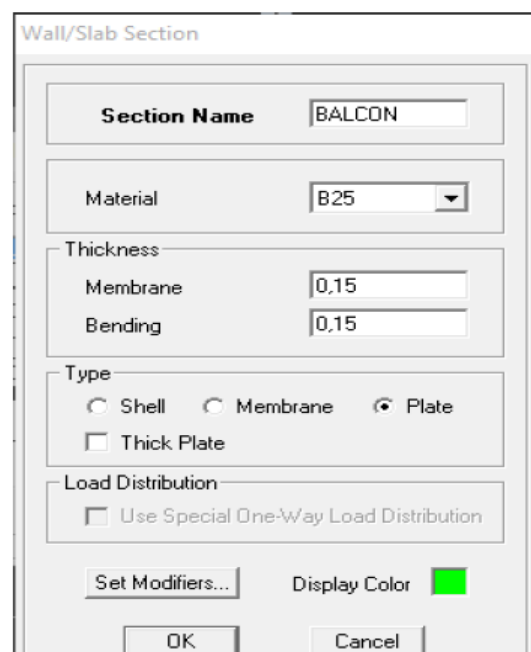


Figure IV-7 : Introductions des dimensions des dalles pleines.

➤ Les plancher :

On doit d'abord créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommée **AUTRE**.

The dialog box 'Material Property Data' contains the following fields and options:

- Material Name:** Text box containing 'AUTRE'.
- Display Color:** Color selection box showing a magenta color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** Design dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0
 - Weight per unit Volume: 0
 - Modulus of Elasticity: 32164200,
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 13401750,
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: [empty]

Buttons: OK, Cancel

Define → Wall / Slab / Deck section → Add new slab.

Et on spécifie le nom de plancher

The dialog box 'Wall/Slab Section' contains the following fields and options:

- Section Name:** Text box containing 'PEC'.
- Material:** Dropdown menu set to 'AUTRE'.
- Thickness:**
 - Membrane: 0,000000000001
 - Bending: 0,000000000001
- Type:** Radio buttons for 'Shell', 'Membrane' (selected), and 'Plate'. A checkbox for 'Thick Plate' is also present.
- Load Distribution:**
 - Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (yellow), OK, Cancel

Figure VI-8 : Dénomination des plancher.

d) Etape 4 :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statique (G et Q) :

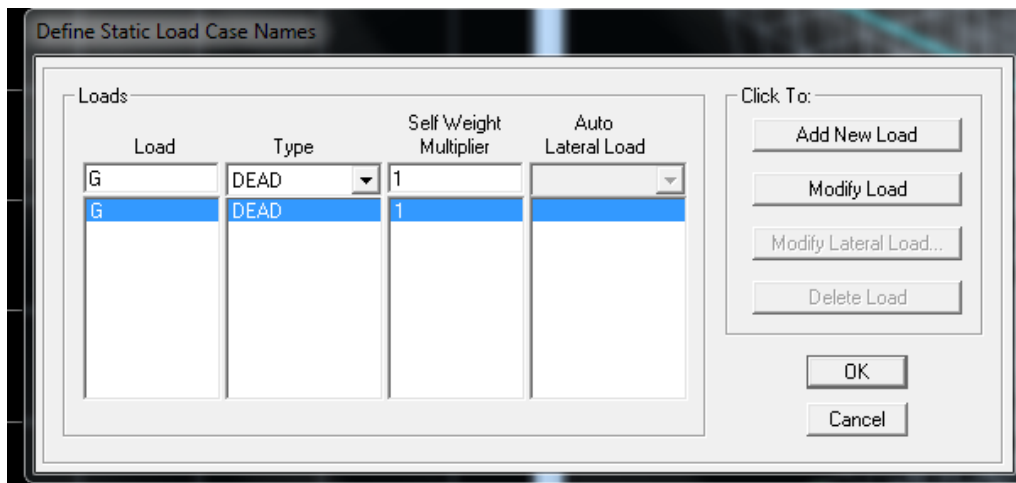
La structure soumise a des charges permanentes (**G**), et des surcharges d'exploitation (**Q**), pour les définir on clique sur : **Define → Load Cases**.

1-1) Charge permanent:

Load Name : G

Type : DEAD

Self Weight multiplier : 1

**1-2) Surcharge d'exploitation :**

Load Name : Q

Type : LIVE

Self Weight multiplier : 0

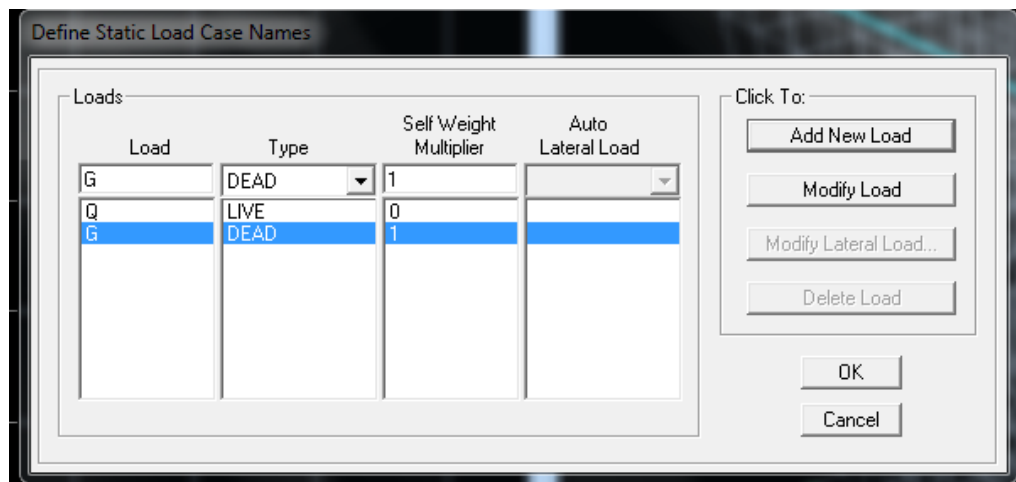


Figure VI-9 : Définition des charges d'exploitations G et Q.

1-3) Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, On clique sur **Text** ⇒ **Enregistrer**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** ⇒ **reponse spectrum** ⇒ **function spectre from file**.

- Données à introduire dans le logiciel :
 - ◆ **Zone : IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**).
 - ◆ **Groupe d'usage : 2** (bâtiment courant, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**).
 - ◆ **Coefficient comportement : voiles porteur**
 - ◆ **Remplissage : Dense**
 - ◆ **Site : site meuble**
 - ◆ **Facteur de qualité (Q) : 1,2**

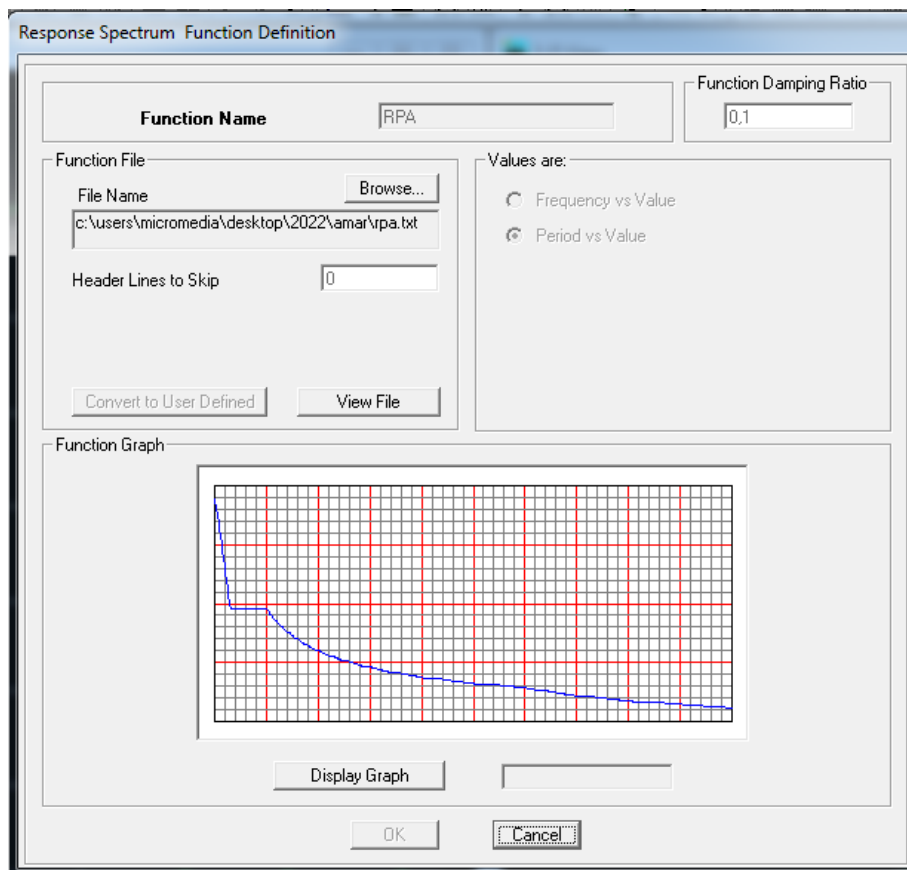


Figure VI-10 : Introduction du spectre de réponse.

Function Name : RPA

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases → Add New Spectrum

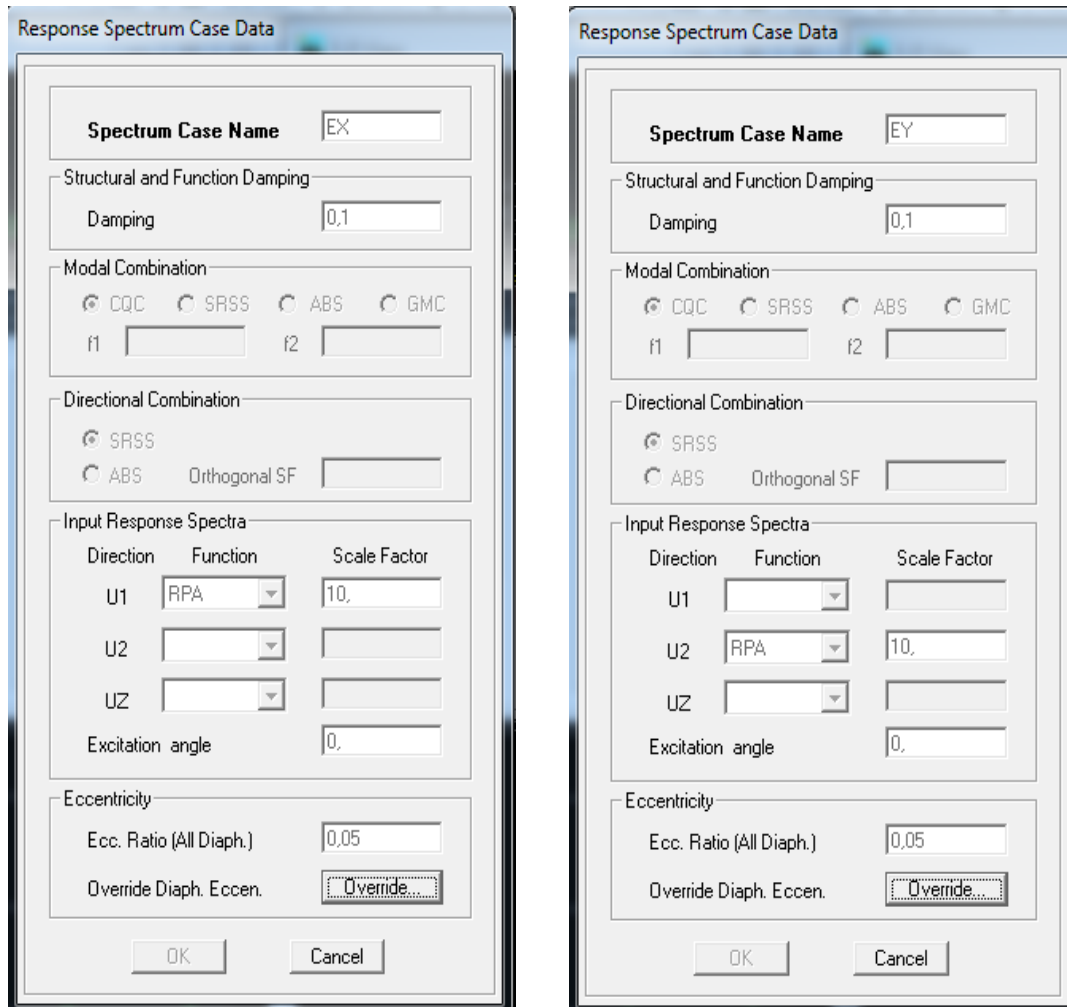


Figure IV-11: Définition du chargement EX et EY (séisme).

e) Etape 5 :

Introduction des combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1,35G +1 ,5Q

ELS : G+Q

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0,8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Load combinations** → **Add New Combo**

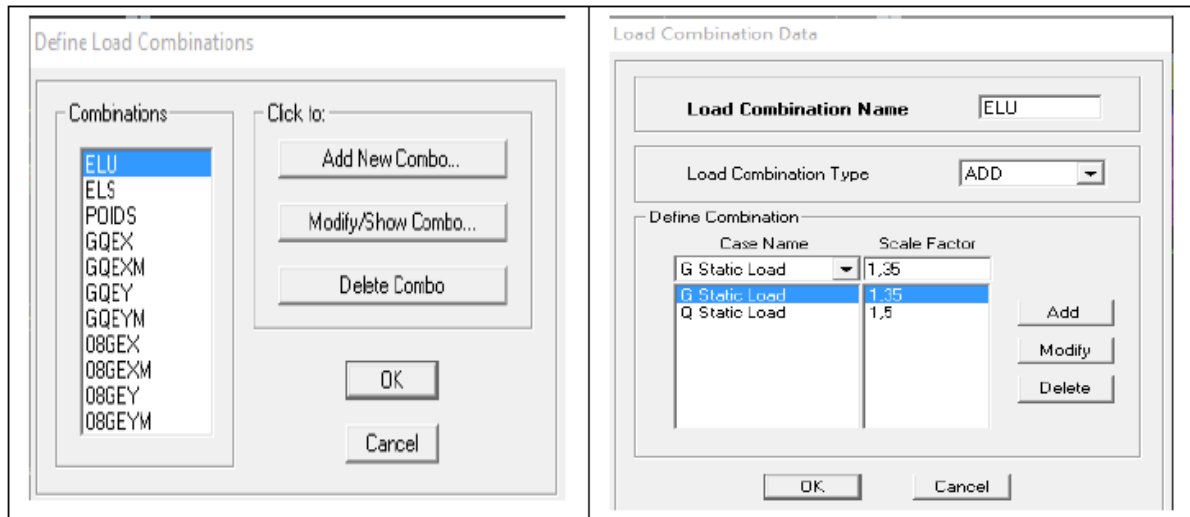
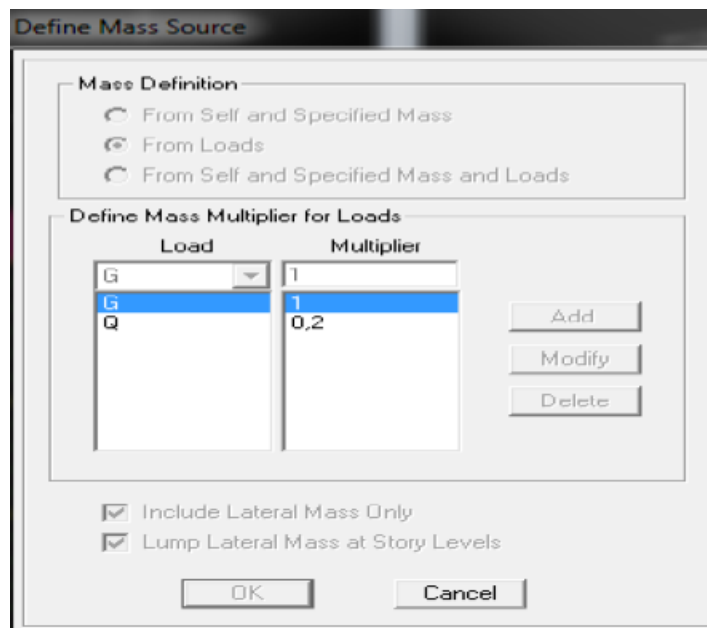


Figure IV-12 : Introduction des combinaisons d’actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions :

Define → **masse source** → **fromloads.**



f) Etape 6 : dessiner les éléments de la structure.

➤ Dessiner les poteaux :

Draw → **Draw line objects** → **Create columns in region or at**

Clicks (plan) → Choisir le nom de Poteau (un simple clic sur le point et le Poteau sera dessiner).

➤ Dessiner les poutres :

Draw → **Draw line objects** → **create line in region or at click (plan, elev, 3D)**

Choisir le nom des poutres (Dessiner sur l'axe considéré)

Pour copier les éléments à un autre étage identique

Edit → **Replicate Story** → cocher les étages identiques **ok**.

➤ Dessiner les voiles :

Draw → **Draw area Objects** → **create wall in region or at**

Clicks (Plan) → Simple clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

Si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → **Draw area objects/draw/wall (plan)**

Introduire la longueur de voile et dessiner

➤ Dessiner les dalles pleines :

Draw → **Draw area objects** → **Draw area (plan, elev, 3D)**

➤ Dessiner les planchers:

Draw → **area Objects** → **create area at click (plan, elev)**

g) Etape 7 :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cette encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **joint /point** → **Restraints**

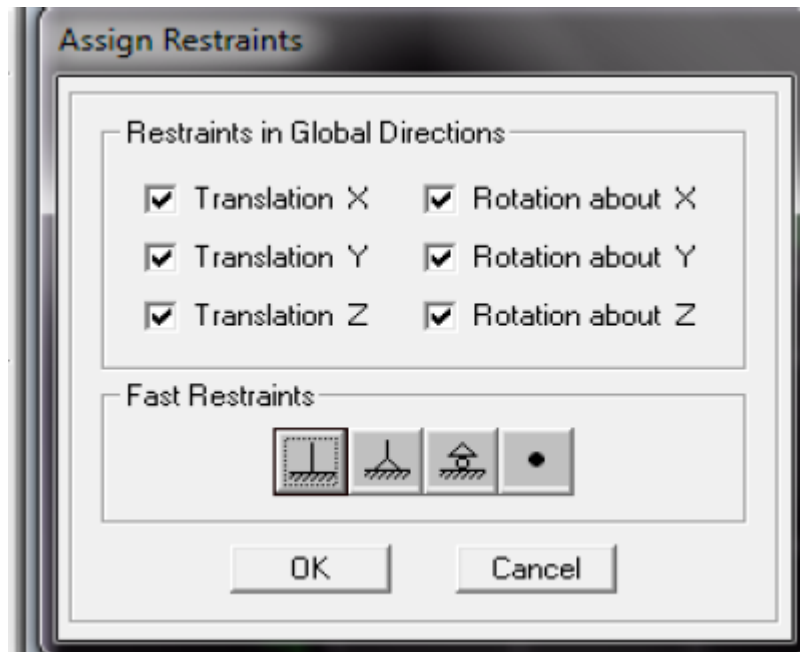


Figure IV.13 : Introduction des types d'appuis

➤ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un **Diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur

Assign → joint / point → Diaphragm → Add new Diaphragm.

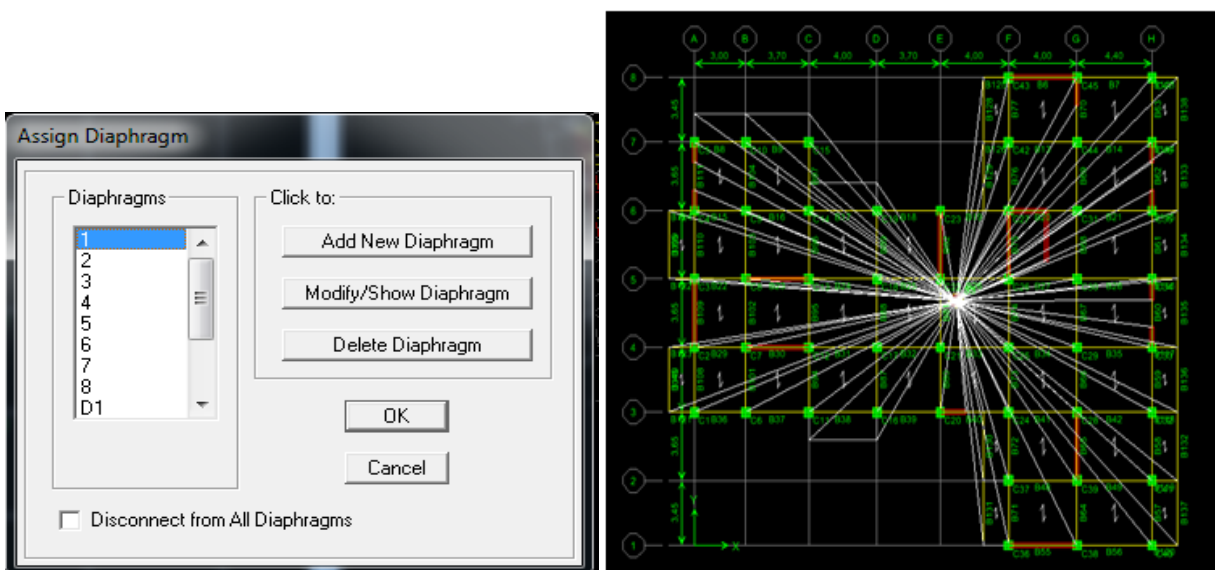


Figure IV.14 : Introduction les diaphragmes dans les plancher

h) Etape 8 : Analyse et visualisation des résultats

➤ **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**

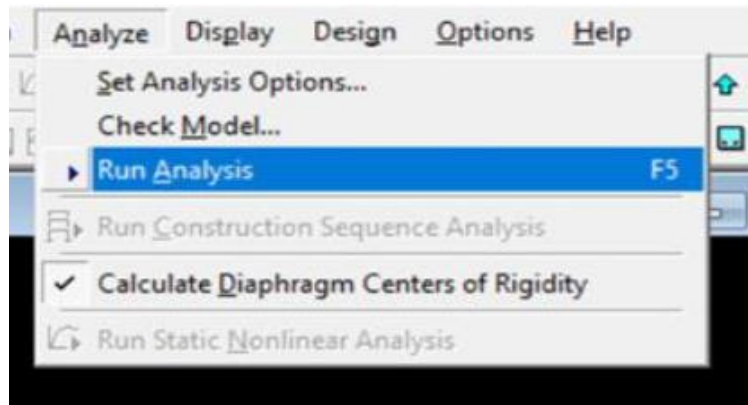
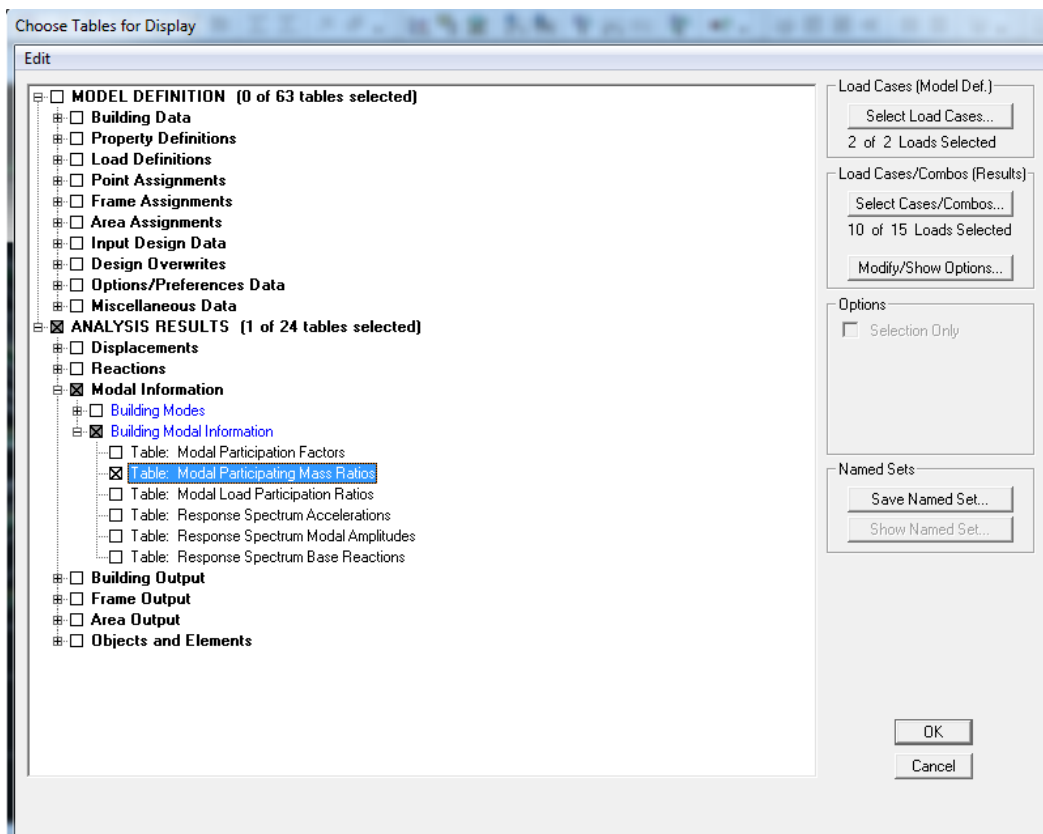


Figure IV.15 : Analyse de la structure

➤ **Visualisation des résultats :**

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **modal information** et on sélectionne la combinaison **modal**.



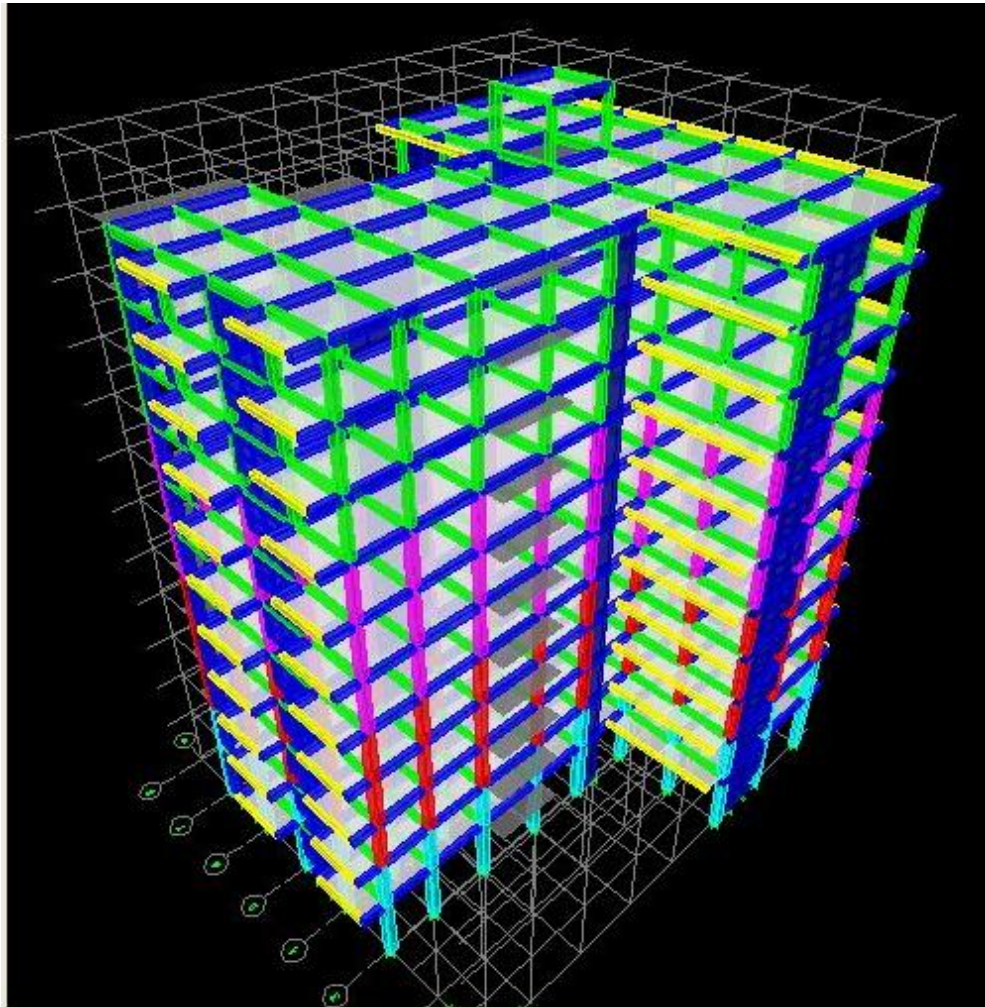


Figure IV.16 : Vue en 3D de la structure



Chapitre V :
Vérification des Exigences
du RPA

Introduction :

Le but de ce chapitre est de vérifier les exigences du RPA qu'on peut énumérer comme suit :

- La période.
- L'excentricité
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux
- Justification du système de contreventement

V.1) : Vérification de la période :

On a obtenue les périodes et les modes de vibration pour la structure, d'après le logiciel ETABS :

- La période Max est de **(0.88s)** pour le 1^{ere} mode de vibration.
- la période critique imposé par le **RPA99 version 2003 (article 4-6)**; est comme suit:

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{2}} \quad \text{formule (4 - 6) RPA99vs2003}$$

Avec :

- h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de structure jusqu'a au dernier niveau
 $h_n = 34,68\text{m}$.
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donne par le tableau 4.6 du RPA99 $C_T=0.05$
- D : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de T calculée à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30%.

a) Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T$$

$$T_{maj} = 0,714 + 30\% \times 0,714 = 0,928s$$

b) Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	0,885636	2,6296	66,6964	0,0000	2,6296	66,6964	0,0570
2	0,855570	65,1980	2,7435	0,0000	67,8276	69,4399	1,3357
3	0,765742	1,3116	0,0016	0,0000	69,1392	69,4415	67,9760
4	0,225124	0,0090	17,0893	0,0000	69,1482	86,5309	0,0100
5	0,217844	16,5494	0,0028	0,0000	85,6976	86,5337	1,0070
6	0,192461	1,2018	0,0296	0,0000	86,8994	86,5632	16,4524
7	0,128824	0,0030	0,4824	0,0000	86,9024	87,0457	0,0869
8	0,120846	0,4215	0,0034	0,0000	87,3239	87,0490	0,0228
9	0,112526	0,0185	0,0724	0,0000	87,3423	87,1215	0,0081
10	0,096798	0,1120	6,2070	0,0000	87,4543	93,3285	0,0018
11	0,094748	5,8495	0,1430	0,0000	93,3037	93,4715	0,6422
12	0,084145	0,6037	0,0002	0,0000	93,9075	93,4717	6,0691

Figure V.1 : Vérification de la période par logiciel ETABS

$$T_{etabs} = 0,885 \text{ s}$$

T = 0.714s : La période calculée.

T_{maj}=0,928: La période majorée.

T_{etabs} =0.885 s : La période d'ETABS.

$$T = 0,714 < T_{etabs} = 0,885 \text{ s} < T_{majorée} = 0.928\text{s}$$

→La période est vérifiée.

V.2) Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99 /version 2003'article4.3)** : Dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM-XCR \leq 5\% L_{max}$$

$$YCM-YCR \leq 5\% L_{max}$$

Avec :

CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

Suivant le sens x-x : on doit vérifier que : $XCM-XCR \leq 5\% LX$

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que : $YCM-YCR \leq 5\% LY$.

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05Lx	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Ly
S-SOL	SS	15,314	15,51	-0,196	1,52	13,036	13,183	-0,147	1,2875
RDC	RDC	15,349	15,288	0,061	1,52	13,018	13,517	-0,499	1,2875
1	1	15,36	15,282	0,078	1,52	13,018	13,62	-0,602	1,2875
2	2	15,36	15,316	0,044	1,52	13,018	13,64	-0,622	1,2875
3	3	15,371	15,362	0,009	1,52	13,018	13,625	-0,607	1,2875
4	4	15,381	15,407	-0,026	1,52	13,018	13,586	-0,568	1,2875
5	5	15,381	15,448	-0,067	1,52	13,018	13,534	-0,516	1,2875
6	6	15,391	15,486	-0,095	1,52	13,018	13,479	-0,461	1,2875
7	7	15,4	15,519	-0,119	1,52	13,018	13,425	-0,407	1,2875
8	8	15,4	15,545	-0,145	1,52	13,018	13,379	-0,361	1,2875
Terrasse	TR	15,484	15,568	-0,084	1,52	12,951	13,354	-0,403	1,2875

Figure V.1 : Vérification de l'excentricité suivant x-x et y-y

V.3) Le pourcentage de la participation de la masse modale :

La somme des masses modales participantes au séisme doit être supérieure à 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art4.3.4 RPA99 / version 2003).

- Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,885$ s
- Le 1^{er} et le 2^{ème} sont des modes de **translation**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de **rotation**.
- On doit retenir les 11 modes pour que la masse atteigne les 90% selon RPA99 **version 2003**.

V.4) Justification du système de contreventement :

L'objectif de cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de coefficient de comportement R à considérer.

♦ **Sous charge horizontales :**

- **Sens xx :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnée par **ETABS** en suivant les étapes suivantes :

On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw → draw Section cut

Comme indiqué sure l'image suivante :

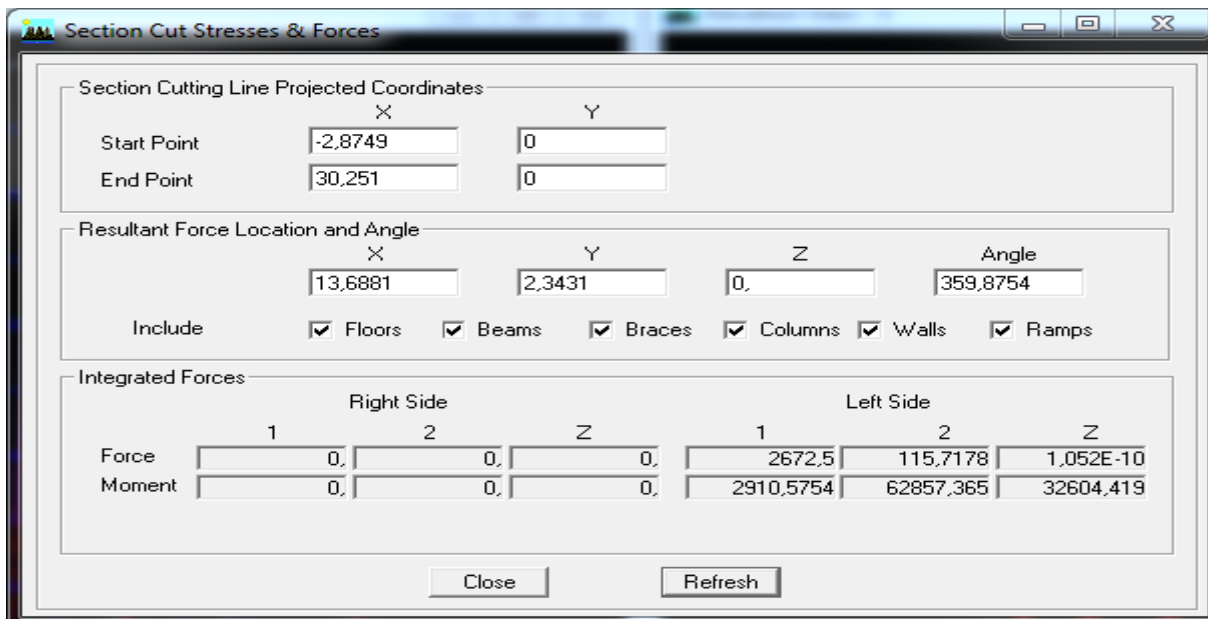


Figure V.2 : Pourcentage des voiles et les portiques sous les charges horizontales

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **Force1** c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux.

Puis on décoche la case **columns floors beams braces ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

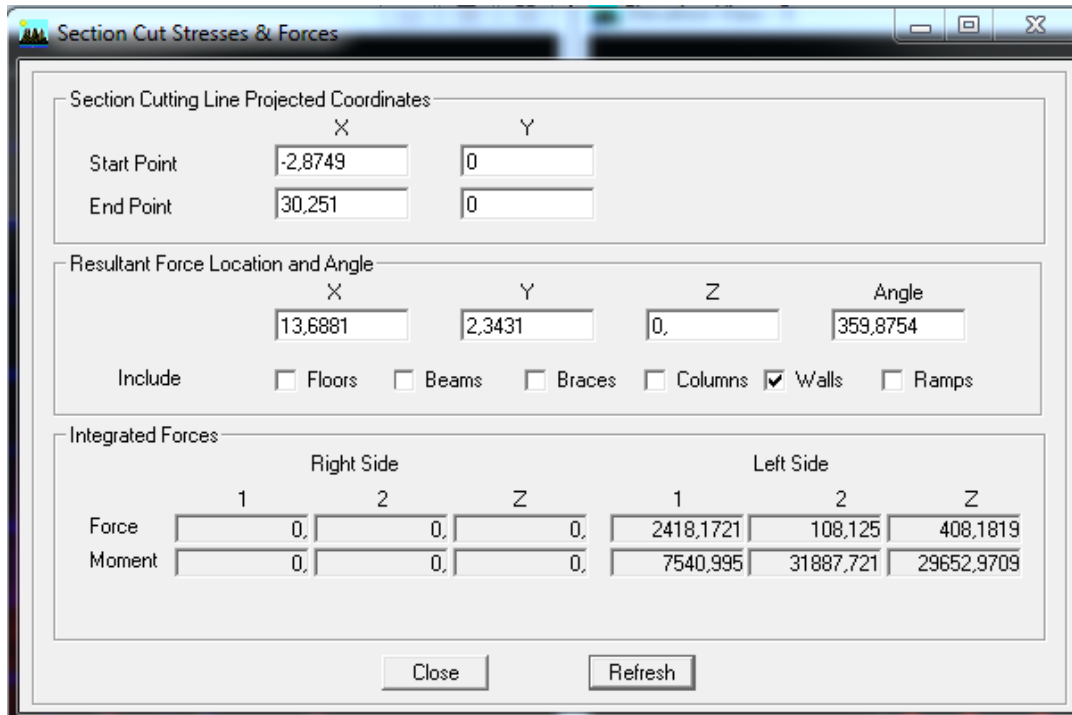


Figure V.3 : Pourcentage des voiles sous les charges horizontales

-Sens yy :

On procède de la même manière pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison EX par EY et relever les valeurs sur la case **Force2**.

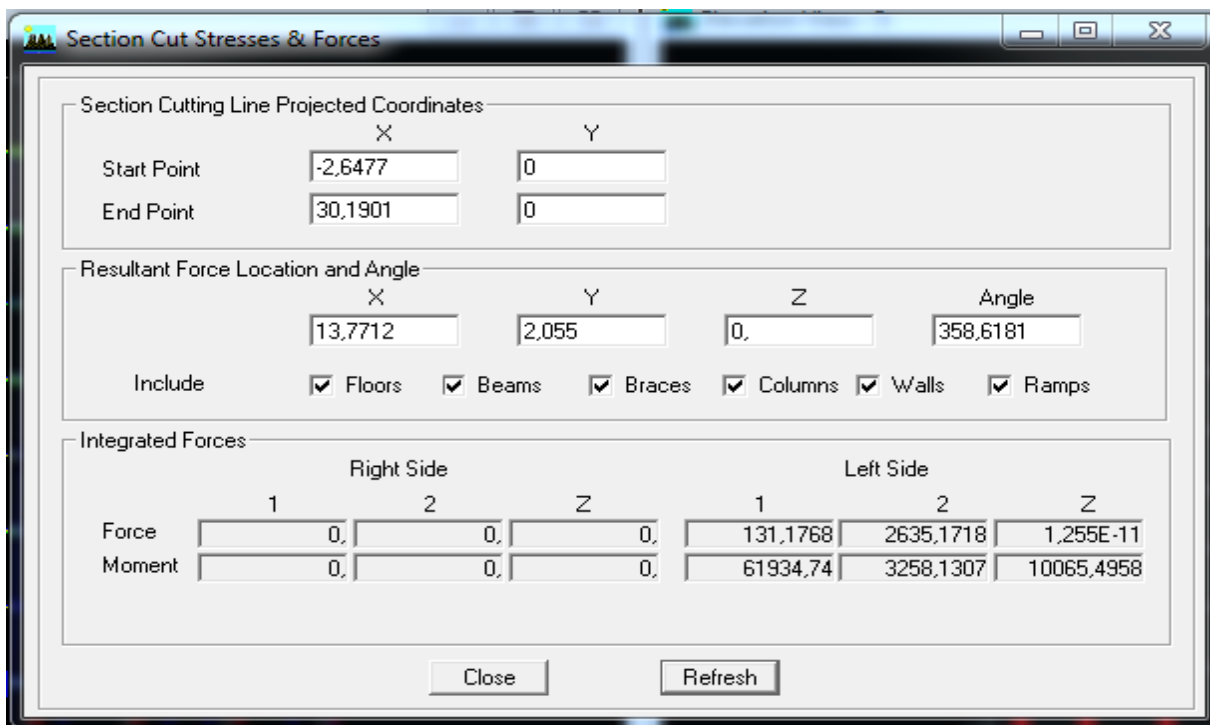


Figure V.4 : Pourcentages des voiles et les portiques pour le sens transversal

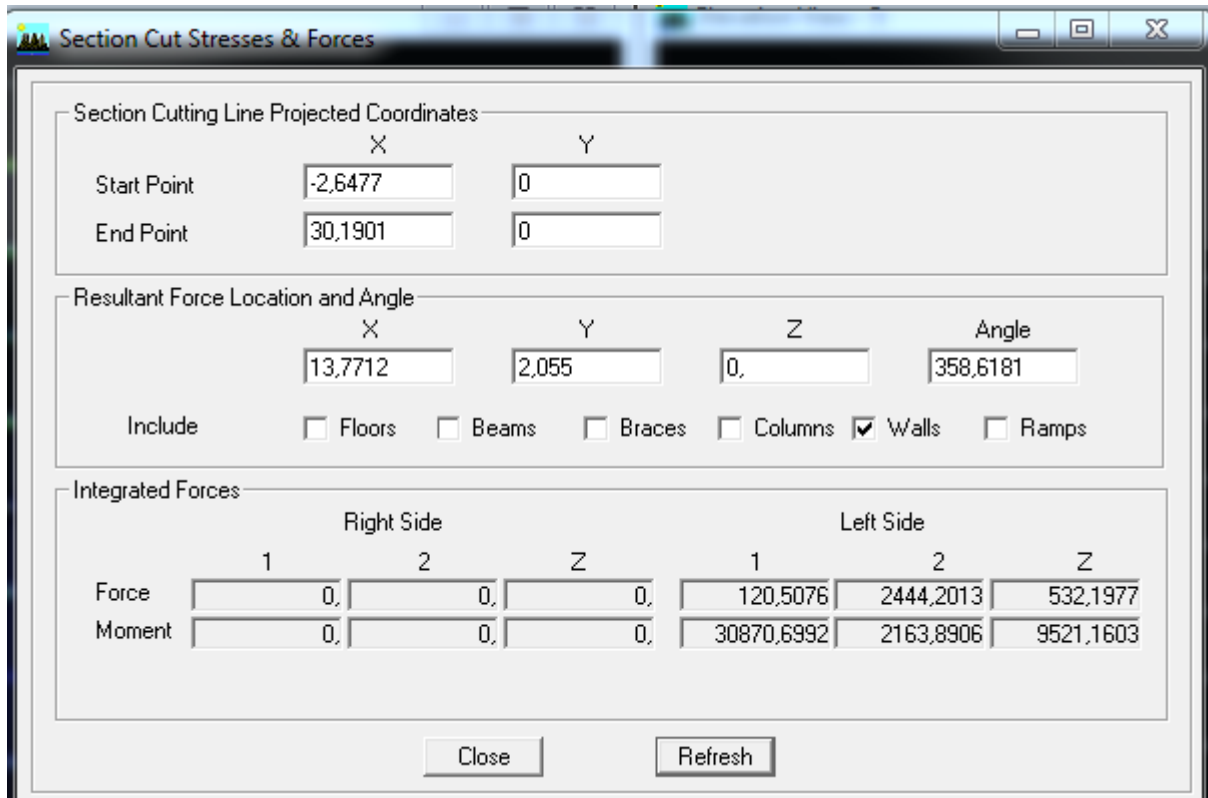


Figure V.5 : Pourcentages des voiles pour le sens transversal

◆Récapitulatif des résultats :

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	26,72,5	2418,17	90,48	9,52
Ey	2635,17	2444,20	92,75	7,25

Tableau V.2 : Récapitulatif du résultat de charges horizontales

◆ Sous charges verticales :

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS avec les étapes suivantes :

On choisi d’abord la combinaison en cliquant sur :

Display → show Deformed shape →Load: ELU

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

Draw → draw Section cut

Comme indiqué sure l'image suivante :

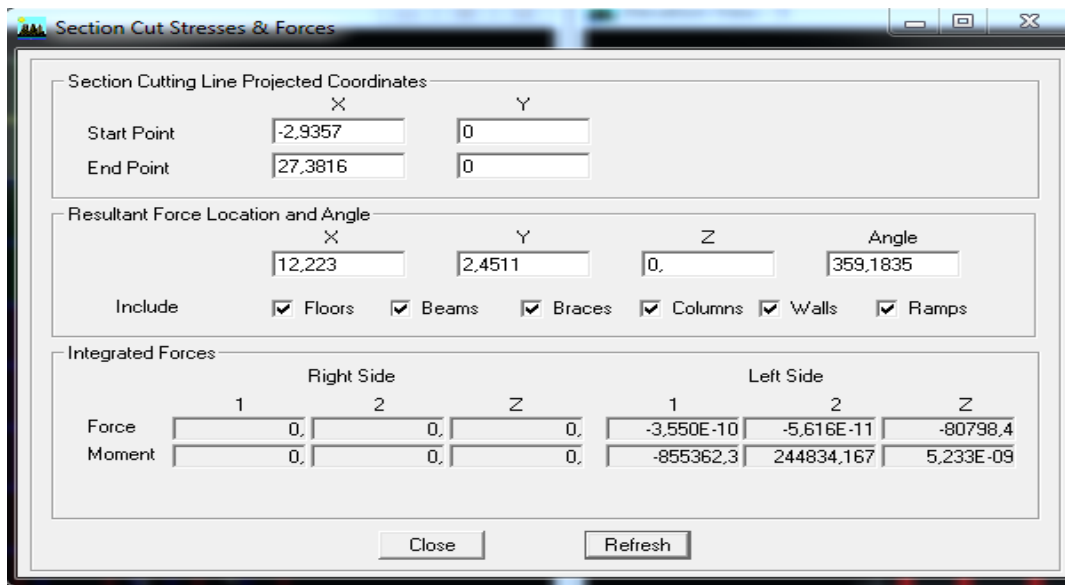


Figure V.6 : Pourcentage des voiles et les portiques sous les charges verticales

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **ForceZ** c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux. 80798,4

Puis on décoche la case **columns, floors ,beams ,braces ,ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivant :

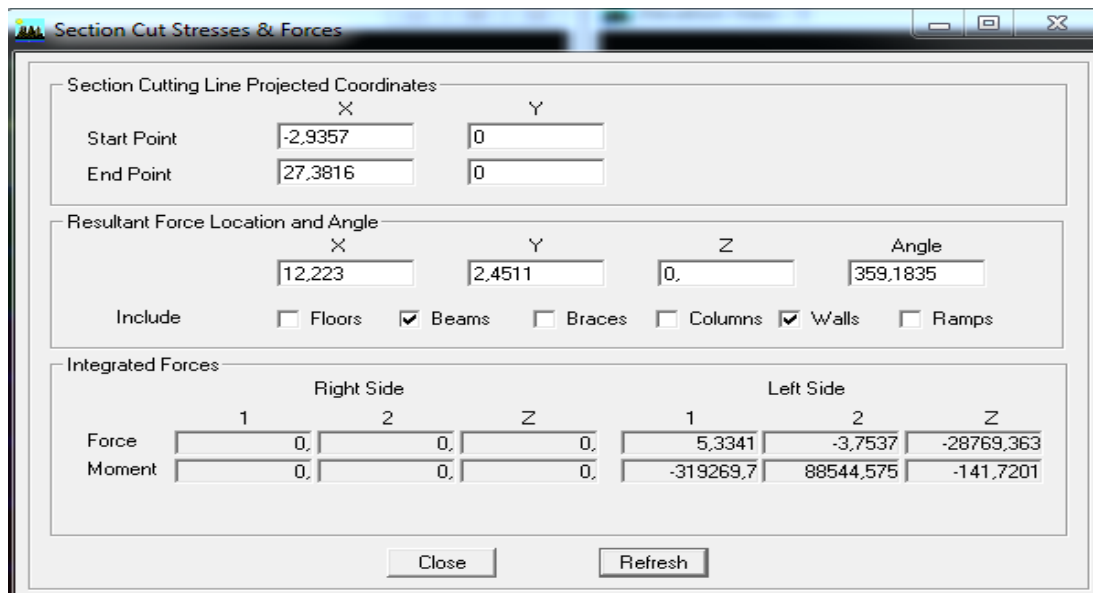


Figure V.7 : Pourcentage des voiles sous les charges verticales

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	80798,4	28769,36	35,61	64,39

Tableau V.3 : Récapitulatif du résultat de charges verticales

D'après les résultats représentés dans le tableau ci-dessus (étude sous-charges verticales), on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans le tableau (étude sous-charges horizontales) on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

- Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris $R= 3.5$ d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

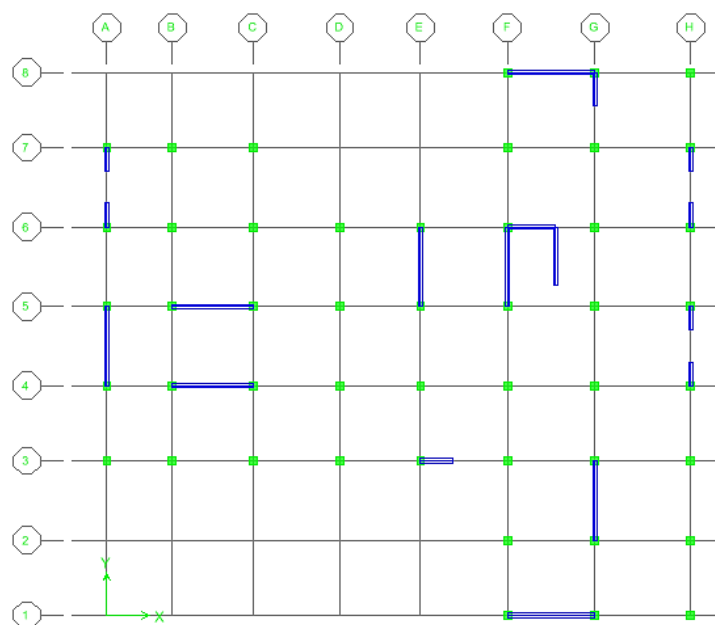


Figure V.8 : Disposition des voiles de contreventement.

V.5) Vérification des déplacements relatifs :

D'après le *RPA 99 (Article 5-10)*, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le *RPA 99 (art article 4-43)* :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit : $\Delta K = R \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k'' par rapport au niveau k-1''est égal à :

$$\Delta K = \delta_{k-} - \delta_{k-1}$$

Story	Diaphragm	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1/100h_e$	Observation
TR	TR	0,0181	0,0018	0,0188	0,0018	3,06	0,0306	Condition vérifiée
8	8	0,0163	0,0018	0,017	0,0019	3,06	0,0306	Condition vérifiée
7	7	0,0145	0,002	0,0151	0,002	3,06	0,0306	Condition vérifiée
6	6	0,0125	0,002	0,0131	0,002	3,06	0,0306	Condition vérifiée
5	5	0,0105	0,002	0,0111	0,0021	3,06	0,0306	Condition vérifiée
4	4	0,0085	0,0019	0,009	0,002	3,06	0,0306	Condition vérifiée
3	3	0,0066	0,0019	0,007	0,002	3,06	0,0306	Condition vérifiée
2	2	0,0047	0,0016	0,005	0,0017	3,06	0,0306	Condition vérifiée
1	1	0,0031	0,0014	0,0033	0,0015	3,06	0,0306	Condition vérifiée
RDC	RDC	0,0017	0,001	0,0018	0,0011	3,06	0,0306	Condition vérifiée
SS	SS	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	4,08	0,0408	Condition vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x

V-6) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets de 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

STORY	P_K (KN)	h_K	Sens X-X [sous EY]				Sens Y-Y [Sous EY]			
			Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$
TR	5163,46	3,06	0,0018	561,97	1743,4656	0,0053	0,0018	555,76	1725,5034	0,0054
8	9850,16	3,06	0,0018	987,92	3043,323	0,0058	0,0019	975,34	3007,2456	0,0019
7	14536,87	3,06	0,002	1308,29	4019,2794	0,0072	0,002	1289,86	3966,7698	0,0020
6	19358,41	3,06	0,0019	1578,96	4832,8416	0,0076	0,002	1555,95	4767,7554	0,0020
5	24179,95	3,06	0,002	1825,3	5571,0666	0,0087	0,0021	1798,86	5497,3206	0,0021
4	29001,49	3,06	0,0019	2038,76	6220,4598	0,0089	0,002	2009,86	6140,4102	0,0020
3	33975,83	3,06	0,0018	2217,24	6757,1532	0,0091	0,002	2186,91	6673,4622	0,0020
2	38950,18	3,06	0,0016	2371,2	7220,3148	0,0086	0,0017	2340,35	7136,0424	0,0017
1	43924,53	3,06	0,0014	2506,45	7635,3426	0,0081	0,0015	2475,17	7550,091	0,0015
RDC	49069,66	3,06	0,001	2612,95	7961,967	0,0062	0,0011	2580,03	7871,6052	0,0011
SS	54741,37	4,08	0,0007	2672,56	10859,0424	0,0035	0,0007	2635,95	10723,3008	0,0007

Tableau V.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V.7) Vérification de déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{37,74}{500} = 0,07548 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

Avec :

δ_{\max} : Déplacement maximal de la structure.

f_{adm} : La flèche admissible.

✓ Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

1. Dans le sens longitudinal :

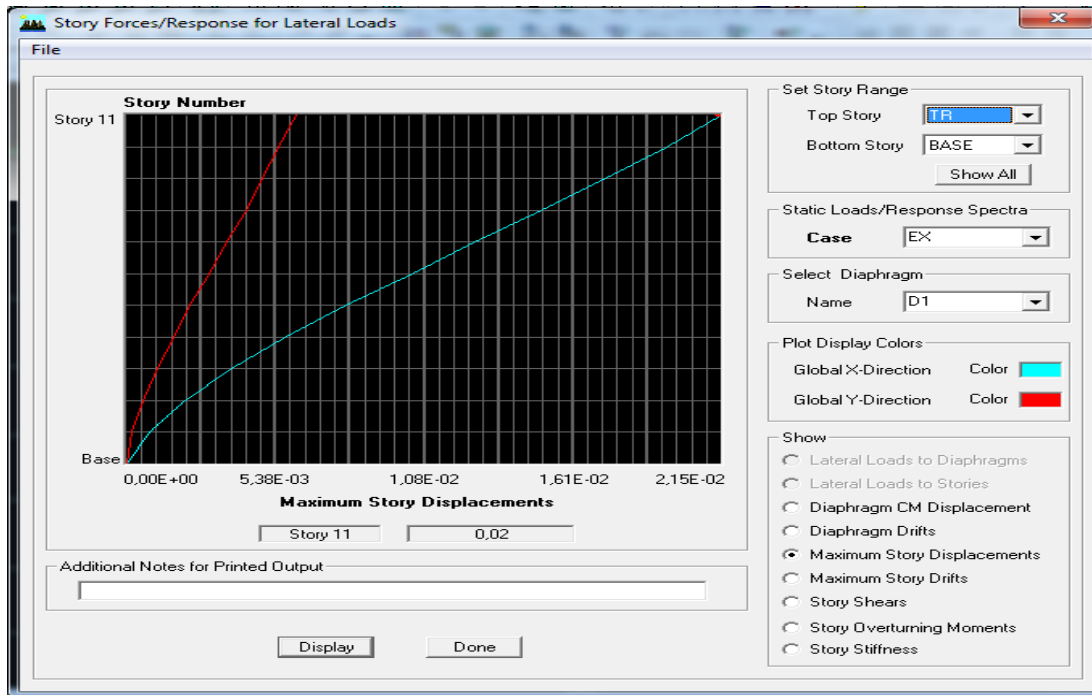


Figure V.9 : Déplacement maximal suivant X-X

2. Dans le sens transversal :

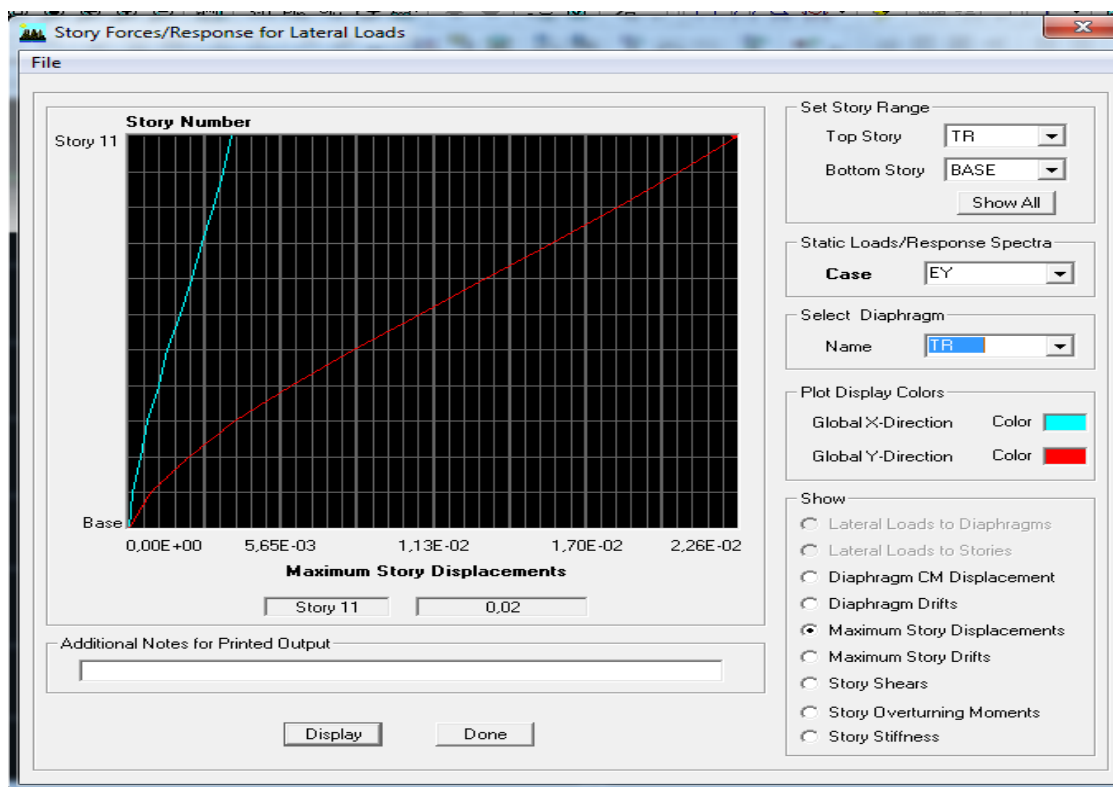


Figure V.10 : Déplacement maximal suivant Y-Y

Donc d'après ETABS :

- Le déplacement maximal de la structure suivant X-X : $\delta_{\max-x} = 0.02 \text{ m}$

- Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y : $\delta_{\max-x} = 0.02 \text{ m}$

On admet que :

$\delta_{\max-x} = 0.02 \text{ m} \leq f_{ad} = 0,07548 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$\delta_{\max-y} = 0.02 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,07548 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée

V.8) Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (4.1 RPA99VS2003)}$$

Tel que :

- **A : Coefficient d'accélération de zone**, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIb ; groupe d'usage 2 $\rightarrow A=0,20$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T)

Il est donné par la formule (4.2 RPA99vs2003)

Paramètres		La valeur
Coefficient d'accélération de zone : A <i>Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.</i>	. Zone sismique IIa . Groupe d'usage 2	A= 0,15
la période T :	C_T = 0,05 <i>Tableau (4-6)</i>	T=0,885 s.
	h_n= 37,74 m	
Facteur d'amplification dynamique moyen : <i>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</i> D = 2.5.η 0 ≤ T ≤ T ₂ D = 2.5.η.(T ₂ / T) ^{2/3} T ₂ ≤ T ≤ 3s D = 2.5.η.(T ₂ / T) ^{2/3} .(3/ T) ^{5/3} T > 3s	Valeur T ₂ : <i>RPA2003 page 34.</i> Site meuble d'où T₂ = 0,5.	D = 1,23
	Valeur de ξ : <i>RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2)</i> remplissage dense et contreventement voile porteur : ξ=10	
	Facteur de correction d'amortissement : <i>RPA99 Page 26 Formule (4.2).</i> $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ η=0,76	
Coefficient de comportement global de la structure R : <i>RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28</i>	une structure contreventée par voile	R= 3.5
Poids total W_t :		54741,37 KN

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Art4. 4RPA99vs2003}$$

Observation de critère	Q _x		Q _y	
	Observé	p _q	Observé	p _q
1- Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôle de qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Q = 1 + ∑ P_q	1.20			

Tableau V.6 : Facteur de qualité Q.

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	91,80	-462,34	0,00	11767,341	2346,164	-8330,812
	EX	2	U1	2326,67	477,27	0,00	-12130,546	59293,572	-22932,645
	EX	3	U1	50,32	-1,78	0,00	56,028	1300,322	-689,637
	EX	4	U1	0,46	-20,01	0,00	101,013	3,179	-310,560
	EX	5	U1	844,42	11,01	0,00	3,858	4422,997	-10814,161
	EX	6	U1	61,32	9,62	0,00	-65,789	346,455	-634,675
	EX	7	U1	0,17	2,19	0,00	-11,416	0,396	38,634
	EX	8	U1	25,67	-2,30	0,00	18,597	147,199	-439,669
	EX	9	U1	1,17	2,33	0,00	-11,361	5,844	23,204
	EX	10	U1	7,69	57,28	0,00	-258,927	32,676	772,116
	EX	11	U1	405,76	-63,45	0,00	293,006	1772,696	-6211,551
	EX	12	U1	43,94	-0,80	0,00	3,567	176,665	-574,244
	EX	All	All	2672,56	114,38	0,00	2876,582	62858,934	34476,004
	EY	1	U2	-462,34	2328,46	0,00	-59263,310	-11815,877	41956,079
	EY	2	U2	477,27	97,90	0,00	-2488,357	12162,977	-4704,207
	EY	3	U2	-1,78	0,06	0,00	-1,986	-46,091	24,445
	EY	4	U2	-20,01	871,97	0,00	-4401,160	-138,490	13531,141
	EY	5	U2	11,01	0,14	0,00	0,050	57,669	-141,000
	EY	6	U2	9,62	1,51	0,00	-10,321	54,353	-99,571
	EY	7	U2	2,19	27,94	0,00	-145,643	5,049	492,890
	EY	8	U2	-2,30	0,21	0,00	-1,667	-13,196	39,414
	EY	9	U2	2,33	4,61	0,00	-22,509	11,578	45,972
	EY	10	U2	57,28	426,46	0,00	-1927,830	243,291	5748,747
	EY	11	U2	-63,45	9,92	0,00	-45,816	-277,186	971,264
	EY	12	U2	-0,80	0,01	0,00	-0,065	-3,231	10,503
	EY	All	All	114,38	2635,95	0,00	61953,030	2889,560	40645,521

Figure V.11 : L'effort tranchant (ETABS)

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} ≥ 0,8*V _{MSE}	
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$	3029,93	2423,95	2672,56	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$	3029,93	2423,95	2635,95	Condition vérifiée

V.9) Vérification de l'effort normal réduit :

RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

POTEAUX	N_d (kN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (kN/cm ²)	V	Observation
50 X 50	1812,9	2 500	2,5	0,290	$v < 0.3$ condition vérifiée
45 X 45	1392,46	2025	2,5	0,275	$v < 0.3$ condition vérifiée
40 X 40	902,48	1600	2,5	0,226	$v < 0.3$ condition vérifiée
35 X 35	444,36	1225	2,5	0,145	$v < 0.3$ condition vérifiée

Tableau V.7 : L'effort normal réduit dans les poteaux

Conclusion :

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version 2003** ; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel **ETABS**, on peut passer aux ferrailages de ces éléments structuraux.



Chapitre VI :
Ferraillage des éléments
structuraux

Introduction :

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

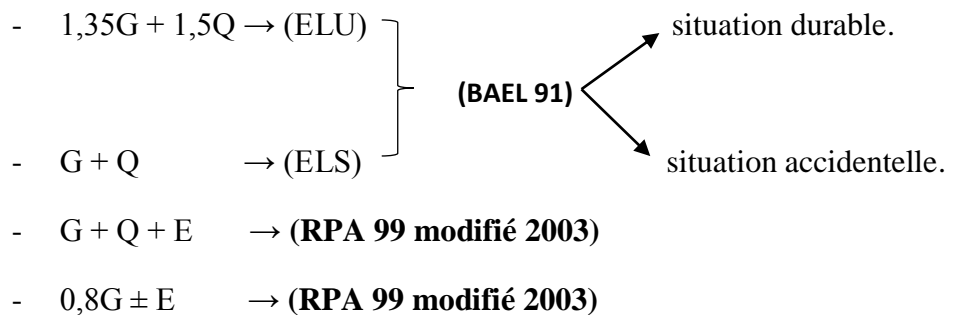
Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles seront calculées en flexion simple.

VI-1- Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal (N^{max}) et le moment correspondant (M^{corr}) (pour chercher la plus grande compression).
- L'effort normal minimal (N^{min}) et le moment correspondant (M^{corr}) (pour chercher la plus grande traction).
- Le moment fléchissant maximal (M^{max}) et l'effort normal correspondant (N^{corr}) (pour chercher la plus grande flexion).

VI-1-2- Combinaisons d'actions :



Pour les calculs, on utilisera les caractéristiques des matériaux suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	F_{bu} (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 VI-1 : Caractéristique mécanique des matériaux

VI-1-3- Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :**VI-1-3-1- Armatures longitudinales : (RPA 99 modifié 03 art 7-4-2-1) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0.8% ($b \times h$) en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 4% ($b \times h$) en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 6% ($b \times h$) en zone de recouvrement.

Étage	Section (cm ₂)	A min (cm ₂)	A max (cm ₂)	A max (cm ₂)
			Zone Courante	Zone de recouvrement
S-Sol, RDC	50x50	20	100	150
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	45x45	16.2	81	121,5
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	40x40	12.8	64	96
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , Terrasse	35x35	9.8	49	73.5

Tableau VI-2 : Sections d'armatures recommandés par le RPA.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ **Calcul du ferrailage :**

A- 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, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

1. 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.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

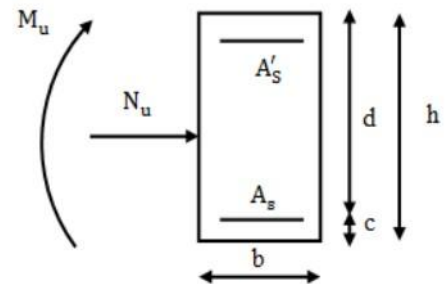
Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81c'/h] b h^2 f_{bc}$$

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 :

Calcul du moment fictif :

$$M_f = N \left(\frac{h}{2} - c\right) = N \left(e + \frac{h}{2} - c\right)$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_f \leq 0,392 \rightarrow S. S. A \rightarrow A' = 0$$

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles :

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression} \\ (+) : \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

$$\mu_f > 0,392 \rightarrow S. D. A \rightarrow A' \neq 0$$

- Armatures en flexion simple :

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \cdot \sigma'_s}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + A'_f$$

- Armatures en flexion composée :

$$A_f = A'_f ; A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

1- Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures (effort de compression)

$$e = \frac{M}{N} < \left(\frac{h}{2} - c \right) ; \quad N : \text{effort de compression}$$

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,337 - \frac{0,81 \cdot c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

➤ Détermination des armatures :

- 1^{er} cas :

Si : $Nu(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$ —————> La section est doublement armée.

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} > 0$$

La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h)bh \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{Nu - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- 2^{ème} cas :

Si : $Nu(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$ —————> La section est simplement armée.

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$$

$A_{s'} = 0$ Avec :

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

1. Section entièrement tendue :

$$A_s = \frac{N \cdot a}{(d-c') \cdot \sigma_{10}} \quad ; \quad A_{s'} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_1$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

O: Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC» les résultats de calcul a l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

Niv.	Section (cm ²)	Les combinaisons d'action	Effort Normal (KN)	Moment (KN)	Obs	A's (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des armatures	A adoptée
Zone I	50x50	GQEY	1812,9	-21,581	SEC	0	0	20	4HA20+ 4HA16	20.6
		08GEX	962,82	5,354	SEC	0	0			
		GQMEY	937,12	69,4	SEC	0	0			
Zone II	45x45	ELU	1392,46	-4,793	SEC	0	0	16.2	4HA20+ 4HA16	20.6
		08GEX	426,49	5,492	SEC	0	0			
		GQEX	209,44	63,206	SEC	0	0			
Zone III	40x40	ELU	902,48	-7,634	SEC	0	0	12.8	4HA16+ 4HA14	14.19
		08GEX	87,7	6,734	SEC	0	0			
		GQMEX	155,4	59,132	SPC	0,57	0			
Zone IV	35x35	GQEX	345,71	-4,163	SEC	0	0	9.8	4HA16+ 4HA12	12.56
		GQMEX	155,4	3,261	SEC	0	0			
		GQEY	343,07	-44,795	SPC	4,25	0			

Tableau VI-3 : Calcul du ferrailage pour les poteaux dans le sens longitudinal.

VI-1-3-2- Calcul des armatures transversales : selon le R.P.A 99 modifié 2003 (art.7.4.22)

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

Les armatures transversales dans les poteaux, sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

A_t: armatures transversales

T_u : effort tranchant de calcul

h₁: hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- Pour : $\geq 5 \Rightarrow \rho = 2,5$
- Pour : $< 5 \Rightarrow \rho = 3,75$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} L_f = 0.7h_e$$

L_f: La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%b \times S_t$$

3 < λ_g < 5 Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\varnothing > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\varnothing_{\min})$.

a. Espacement des armatures (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale

$$St \leq \min (10\emptyset ; 15cm)$$

$$St \leq \min (10 \times 1,4 ; 15cm) = \min (12 ; 15cm) \rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante

$$St \leq 15 \emptyset$$

$$St \leq 15 \emptyset = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow St = 15cm$$

Avec : $\emptyset L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $St = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$St = 15cm$ en zone courante.

b- Le Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :

D'après le **BAEL91** 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.

$$\emptyset t = \frac{\emptyset l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit : $\emptyset t = 8mm$

$\emptyset t$: Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera : $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

b- Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) Pour les HA20 :

$$\text{Pour les } \emptyset 20 : L_r = 40 \emptyset = 40 \times 2 = 80cm. \Rightarrow L_r = 80cm$$

$$\text{Pour les } \emptyset 16 : L_r = 40 \emptyset = 40 \times 1.6 = 64cm. \Rightarrow L_r = 80cm$$

$$\text{Pour les } \emptyset 14 : L_r = 40 \emptyset = 40 \times 1.4 = 56cm. \Rightarrow L_r = 80cm$$

c- La longueur de scellement droit : (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a haute adherence}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 20 : L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 70.55 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 16 : L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 56.44 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 14 : L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 49.38 \text{ cm.}$$

b. Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = 0.7h_e$$

• **Poteau 50x50 :**

$$\text{Pour le RDC: } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 4.08}{50} = 5.712 > 5 : \frac{A_t}{S_t b_1} = 0.3\%$$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{t\min} = 0.30\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{t\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour le 1}^{\text{er}} \text{ étage : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{50} = 4.28 < 5 \text{ Par interpolation : } \frac{A_t}{S_t b_1} = 0.48\%$$

- **En zone nodale (St = 10 cm)**

$$A_{t\min} = 0.48\% \times S_t \times b = 0.0048 \times 10 \times 50 = 2.4 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{t\min} = 0.48\% \times S_t \times b = 0.0048 \times 15 \times 50 = 2.6 \text{ cm}^2$$

• **Poteau 45x45:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{45} = 4.76 < 5 \text{ Par interpolation : } \frac{A_t}{S_t b_1} = 0.36\%$$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{t\min} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0036 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{t\min} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0036 \times 15 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2$$

• **Poteau 40x40:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.355 > 5$$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,30\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

• **Poteau 35x35:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 5$$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,30\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopter **4HA10 = 3.14 cm² ≥ Atmin**

c. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

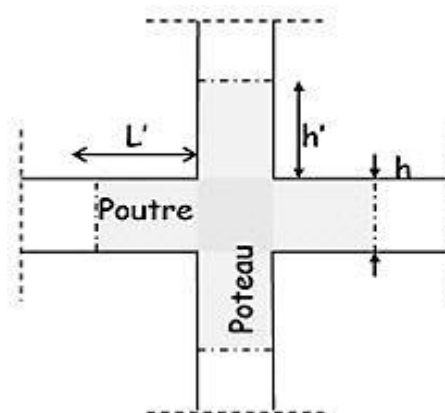


Figure VI.1 : Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

- **Poteau (50 x 50)** $h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{408}{6}; 50; 50; 60 \text{ cm})$

$$h' = \text{Max} (68; 50; 50; 60 \text{ cm}) = \mathbf{68 \text{ cm}}$$

- **Poteau (45x 45)** $h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm})$

$$h' = \text{Max} (51; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

- **Poteau (40 x 40) :**

$$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm})$$

$$h' = \text{max} (51; 40; 40; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

- **Poteau (35 x 35) :**

$$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm})$$

$$h' = \text{max} (51; 35; 35; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

d- Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 0.875 \text{ MPa}$

$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$

Niveau	Poteaux	B (m)	D (m)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	Verifications $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
7 ^{ème} , 8 ^{ème} Terrasse	35X35	0,35	0,32	69,407	5,712	0,075	0,620	1,875	Condition vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	40X40	0,4	0,37	75,837	4,76	0,04	0,512	1	Condition vérifiée
2 ^{ème} , 1 ^{er} , 3 ^{ème} étages	45X45	0,45	0,42	74,993	5,355	0,075	0,397	1,875	Condition vérifiée
Sous-Sol, RDC	50X50	0,5	0,47	60,399	6,12	0,075	0,257	1,875	Condition vérifiée

Tableau VI-4 : Vérification des contraintes tangentielles.

VII-1-2 Vérification à L'ELS :

1- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Sollicitations	Ns(KN)	M _s (KN.m)	A _{min} cm ²	A _{adop} cm ²	Observation
Zone I 50x50	N _{max} - M _{corr}	287,7	2,371	6,98	20.6	CV
	N _{min} - M _{corr}	1280,76	1,024	6,98		CV
	M _{max} - N _{corr}	962,88	30,099	6,99		CV
Zone II 45x45	N _{max} - M _{corr}	1014,73	3,477	5,61	20.6	CV
	N _{min} - M _{corr}	172,47	4,697	5,62		CV
	M _{max} - N _{corr}	436,44	22,429	5,64		CV
Zone III 40x40	N _{max} - M _{corr}	657,8	5,538	4,40	14.1 9	CV
	N _{min} - M _{corr}	77,6	5,573	4,42		CV
	M _{max} - N _{corr}	340,19	21,906	4,42		CV
Zone IV 35x35	N _{max} - M _{corr}	324,2	6,15	3,33	10.6 7	CV
	N _{min} - M _{corr}	8,26	7,611	3,69		CV
	M _{max} - N _{corr}	103,04	19,37	3,39		CV

Tableau VI-5 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le sens longitudinal.

a. État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b. État limite de compression du béton : (Art A.4.5,2/BAEL 91) :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ Mpa}$.

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

SECTION	Ns (KN.m)	Ms (KN.m)	Béton				Acier			
			σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
50×50	287,7	2,371	4,37	4,45	15	CV	65,7	66,6	348	CV
	1280,76	-1,024	1,08	0,91	15	CV	16	13,8	348	CV
	962,88	-30,099	4,95	1,78	15	CV	71,5	29,5	348	CV
45×45	1014,73	-3,477	4,03	4,35	15	CV	60,7	64,9	348	CV
	172,47	4,697	1	0,64	15	CV	14,6	9,94	348	CV
	436,44	22,429	4,63	1,52	15	CV	66,3	26	348	CV
40×40	657,8	-5,538	3,57	4,17	15	CV	54,3	61,9	348	CV
	77,6	5,573	0,83	0,18	15	CV	11,7	3,37	348	CV
	340,19	-21,906	0	3,28	15	CV	0,98	45,4	348	CV
35×35	324,2	-6,15	2,18	3,18	15	CV	33,9	46,4	348	CV
	8,26	7,611	0,87	0	15	CV	10,1	0	348	CV
	103,04	-19,37	0	3,66	15	CV	0	45,1	348	CV

Tableau VI-6: Vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

VI-2-Ferrailage des poutres :

VI-2-1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc leurs calcul se fera en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

Combinaisons d'actions :

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$ (ELU-BAEL)
- $G + Q \pm E \rightarrow$ (RPA 99 modifié 2003)
- $0,8G \pm E \rightarrow$ (RPA 99 modifié 2003)

Les vérifications se feront à l'ELS avec la combinaison suivante :

- G+Q → (ELS-BAEL)

VI-2-2- Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :

A- Armatures longitudinales → (RPA 99 modifié 2003 art. 7-5-2-1) :

- 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 :

Types	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) 0.5%	A _{max} (cm ²) (Zone courante) 4%	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement) 6%
Poutre Principale	30x40	6	48	72
Poutre Secondaire	25x35	4,375	35	52,5

Tableau VI-7 : Section des armatures longitudinales recommandée par le RPA.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (en zone IIa)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B-Armatures transversales → (RPA 99 modifié 2003 art. 7-5-2-2) :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \quad \text{en zone nodale et en travée.}$$

$$S_t^{\max} \leq \frac{h}{2} : \text{ en dehors de la zone nodale (zone courante)}$$

Avec : ϕ_{\min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-3-Calcul du ferrailage :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Étape de calcul :

calcul du moment réduit $\Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$ avec: $\begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.y_b} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$

situation durable (1,35G + 1,5Q) $\Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2\text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa} \end{cases}$

situation accidentelle (G + Q ± E) ou (0,8G ± E) $\Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,5\text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{400}{1} = 400\text{MPa} \end{cases}$

$\begin{cases} \theta = 1 \Rightarrow \text{si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24h} \\ \theta = 0,85 \Rightarrow \text{si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 24h} \end{cases}$

Calcul du moment réduit limite (μ_1) $\Rightarrow \left. \begin{matrix} \text{FeE400} \\ \gamma_s = 1,15 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$

En comparant les eux moments réduits (μ) et (μ_1), deux cas se présentent :

- Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

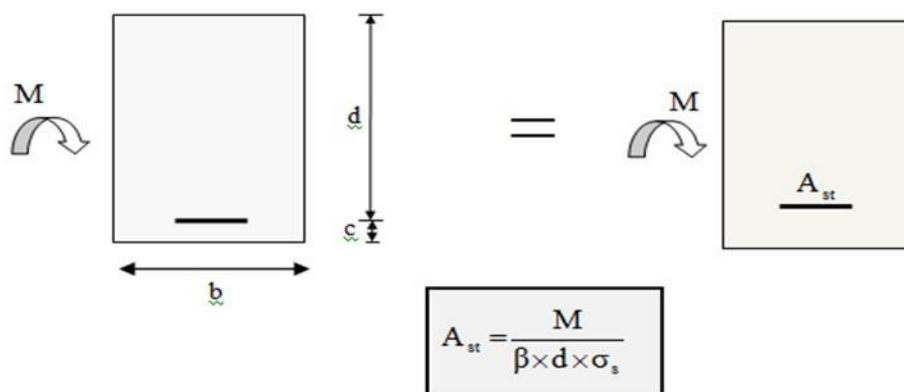


Figure VI-2 : Disposition des armatures tendus S.S.A.

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée (SDA) c-à-d la section contiendra des aciers tendues ainsi que des aciers comprimés :

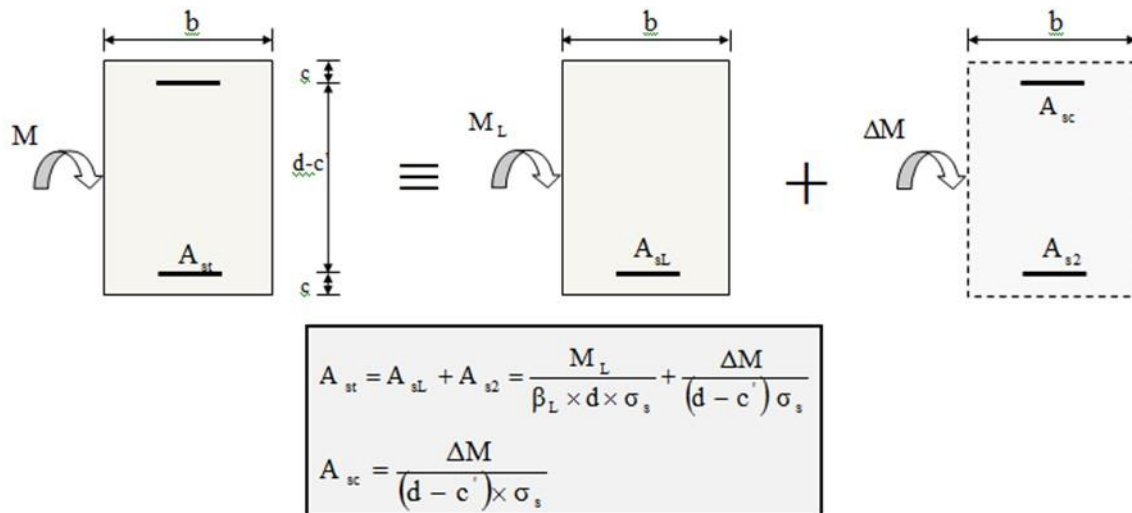


Figure VI-3 : Disposition des armatures SDA.

On calcul : $M_l = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$

$$\Delta M = M - M_l$$

Avec :

M_l : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- **Sollicitation de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- **Poutre principales :**

En travées:

- $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$
- $A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$

En appuis :

- $\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$
-
- $A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$

	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	Acal [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	Aad [cm ²]
Poutre Principale	Travée	64,191	0,1321	SSA	0,929	4,319	2,625	3 HA14	4,62
	Appuis	91,781	0,1889	SSA	0,895	6,409	2,625	3HA14+2 HA12	6,88
Poutre Secondaire	Travée	61,74	0,1647	SSA	0,91	4,846	2,625	3 HA14	4,62
	Appuis	63,506	0,169	SSA	0,907	5,001	2,625	3HA14+2 HA12	6,88

Tableau VI-9 : Ferrailage des poutres

VI-2-4 Vérification à l'ELU :

a. Condition non fragilité → (BAEL 91 modifié 99 art A.4.2) :

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

- Poutres principales (30 x 40) :

$$A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (25 x 35) :

$$A_{\min} 0,981 \text{ cm} < A_{\text{adoptée}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement → (BAEL 91 modifié 99 art A.5.211) :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales (30 x 40) :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{123,02 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (25x 35) :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{116,7 \times 10}{250 \times 320} = 1,43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

• Influence sur le béton :

$$V_u \leq V_u = \frac{0,4 \times 0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b	D	F _{c28}	V̄ _u	Obs.
	V _{Umax}						
Principales	V _{Umax}	123,02	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires	V _{Umax}	116,7	25	32	25	480	Condition vérifiée

Tableau VI-10: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les armatures → (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 123,02 - \frac{117,261}{0,9 \times 0,37} = -229,11 < 0$
- Pour les poutres secondaires : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 116,7 - \frac{101,166}{0,9 \times 0,32} = -234,57 < 0$

⇒ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

- d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi : \text{Sommes des périmètres utiles des armatures}$$

- Poutres principales (30x 40) :

$$\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 14 + 2 \times 3.14 \times 12) = 207,24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{123,02}{0,9 \times 370 \times 207,24} \times 10^3 = 1,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires (25 x 35) :

$$\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 14 + 2 \times 3.14 \times 12) = 207,24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{116,7}{0,9 \times 320 \times 207,24} \times 10^3 = 1,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e. Calcul de la Longueur de scellement droit :

$$\ell_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Pour HA 14} \Rightarrow \ell_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 3,15} = 44,44 \text{ cm} \\ \text{Pour HA 12} \Rightarrow \ell_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 3,15} = 38,09 \text{ cm} \end{cases}$$

Les règles du (BAEL 91 modifié 99 .art. A.6.1) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$\begin{cases} \text{Pour HA 14} \Rightarrow \ell_c = 0,4 \times 44,44 = 18 \text{ cm} \\ \text{Pour HA 12} \Rightarrow \ell_c = 0,4 \times 38,09 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

f. Diamètre des armatures transversales :

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

• Poutres principales (30 x 40) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \phi_l; \frac{30}{10}\right) = \min(1,14 \text{ cm}; 1,4 \text{ cm}; 3 \text{ cm}) = 1,14 \text{ cm}$$

• Poutres secondaires (25 x 35) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \phi_l; \frac{25}{10}\right) = \min(1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}; 2,5 \text{ cm}) = 1 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8, soit $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

g. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 [13] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$L' = 2 \cdot h$$

Avec :

L' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

Poutres principales : $l' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 80\text{cm}\right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{RDC : } \max\left(\frac{408}{6}; 50; 50; 80\text{cm}\right) = 80\text{cm} \\ \text{etage courant : } \max\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 80\text{cm}\right) = 80\text{cm} \end{cases}$$

VI-2-5- Vérification à l'ELS :

a. État limite d'ouverture des fissures :

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91). [14].

b. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \begin{cases} K_1 \\ \beta_1 \end{cases} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELU.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

	Localisation	M_s^{max} [kN.m]	Aadop [cm ²]	ρ_1	β_1	σ_{st}	k_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Poutre Principale	Travée	21,435	4,62	0,573	0,869	144,298	19,483	7,41	15	Condition vérifiée
	Appuis	27,656	6,88	0,853	0,865	125,598	23,164	5,42	15	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	31,408	4,62	0,573	0,869	211,435	19,483	10,85	15	Condition vérifiée
	Appuis	54,973	6,88	0,853	0,865	249,657	23,164	10,78	15	Condition vérifiée

Tableau VI-11 : Vérifications des contraintes à L'ELS des poutres secondaires en appuis.

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les poutres est résumé dans le tableau suivant :

Poutres	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des armatures transversales [cm]
---------	--------------------------	-------------------------	---

P. principales	Aux appuis	3 HA14(filantes) + 2 HA 12 (chapeaux)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	10
	En travée	3 HA14 (filantes)		Zone courante	15
p. Secondaires	Aux appuis	3 HA14(filantes) + 2 HA 12 (chapeaux)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	10
	En Travée	3 HA14 (filantes)		Zone courante	15

Tableau VI-12 : Récapitulatif du ferraillage des poutres principales et secondaires.

VI .3 Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir quatre types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.
- ✓ Armatures de couture.

VI -3-1 Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

1- Selon le RPA99 modifié 2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

2- Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

➤ Recommandation du RPA 99 version 2003 :

- **Armatures verticales → (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003) :**

Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu :

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ **Recommandations du BAEL91 modifié 99 [Art A 4.2, 1] :**

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

• **Armatures horizontales** → (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003) :

- Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

➤ **Recommandations du BAEL91 :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales.

A_V : section d'armatures verticales.

• **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

1) **Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :** est donné comme suit :

- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA99 Version 2003}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

2) **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 e \quad \text{Avec : } e = 20\text{cm (épaisseur du voile)}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

3) **Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m²**

4) **Dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.**

5) **Diamètre maximale :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

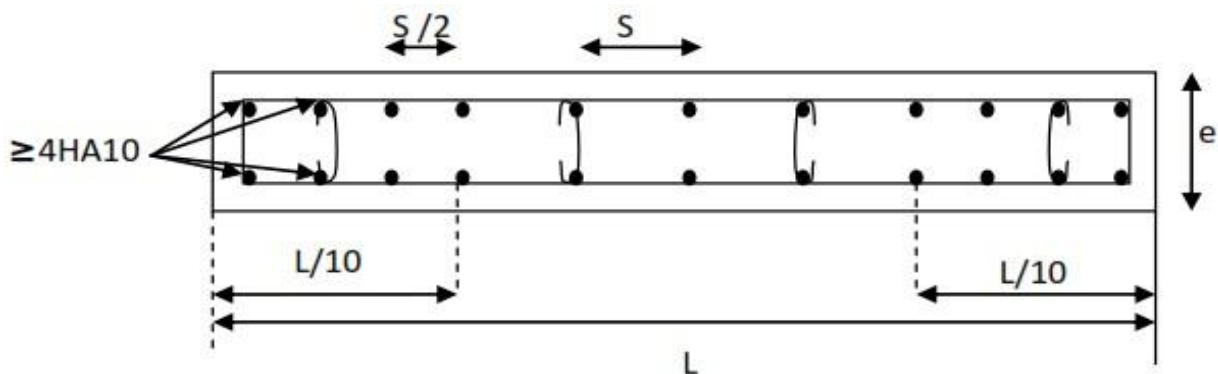


Figure VII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

6) **Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003) :**

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du *RPA99/ Version 2003*.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- **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 :

$$AVJ = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI -3-2- Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

Section Partiellement Comprimée (**SPC**).

Section Entièrement Comprimée (**SEC**).

Section Entièrement Tendue (**SET**).

- **Centre de pression :**

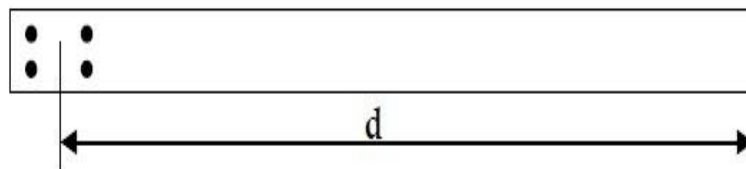
Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

- **La hauteur utile (d) :**

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues.

Trois cas se présentent :

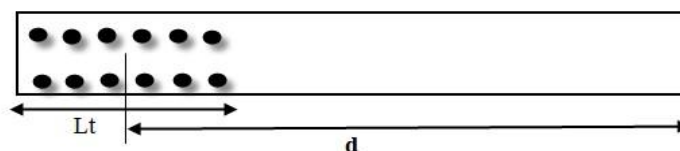
- **1^{er} cas :** Faire en sorte de constituer un potelet (**4 barres**) avec un espacement de **10 cm** et un enrobage de **5cm**.



- **2^{ème} cas :** Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.



- **3^{ème} cas :** En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue.



$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

VI-3-3 : Exposé de la méthode de calcul → RPA99 modifié 2003 (ART 7.7.4) :

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 (**N**) et (**M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Remarque :

1. Dans le but de faciliter les calculs, le ferrailage des voiles se fera comme celle des poteaux, par zone, car il possible d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

- **Zone I** : RDC, sous-sol
- **Zone II** : 1^{er} et 3^{ème} étage
- **Zone III** : Du 4^{ème} au 6^{ème} étage
- **Zone IV** : Du 7^{ème} au 9^{ème} étage

a. Calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N}$

b. Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad V, V'$$

Avec :

B : Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$: Bras de levier

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

c. Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

d. Calcul $L_t = L - L_c$ le moment fictif :

h

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si N_u est un effort de traction

e. Ferrailage du voile :

• **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : 1,15 situation accidentelle.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

$$A_v = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec :

A_v : section des armatures tendue du voile.

• **Armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

A_v : section des armatures vertical.

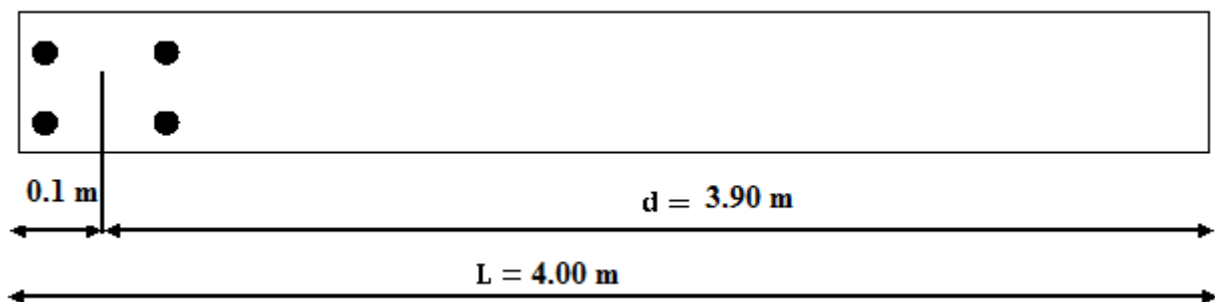
➤ **Exemple de calcul :**

Nous proposons le calcul détaillé pour le voile V_L et V_T en zone I :

Exemple 1 : $V_L = 4.00m$

$e_p = 0,2 m$; $L = 4.00 m$, $c = 5 m$

1^{er} cas : $d = 400 - \left(5 + \frac{10}{2} \right) = 390 \text{ cm}$



$N_{max} = 2290.92 \text{ KN}$

$$M_{\max} = 3890.214 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3890.214}{2290.92} = 1.69 \text{ m} \left. \begin{array}{l} \\ \frac{h}{2} - c = 1.9 \text{ m} \end{array} \right\} e_u \leq \frac{M_u}{N_u} \text{ (Section Entièrement Tendue (SET))}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\mu = \frac{3890.214 \times 10^6}{1000 \times 3900^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

1) Armatures verticales :

$$A_v = \frac{M_b}{\beta x d x \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s} = \frac{3890.214 \times 10^6}{0.991 \times 3900 \times 348} + \frac{2290.92 \times 10^3}{100 \times 348} = 29.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 39.27 \text{ cm}^2 = 2 \times 8\text{HA16} + 4\text{HA16} \text{ avec un espacement } St = 15 \text{ cm}$$

2) Armatures horizontales :

$$A_H = \frac{39.27}{4} = 9.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_H = 10.05 \text{ cm}^2 = 5\text{HA16} \text{ avec un espacement } St = 20 \text{ cm}$$

3) Armatures transversales :

$$A_t = 4\text{HA8/ml}$$

4) Armatures de coutures :

$$T = 1.4 \times V_u = 840.81 \text{ KN}$$

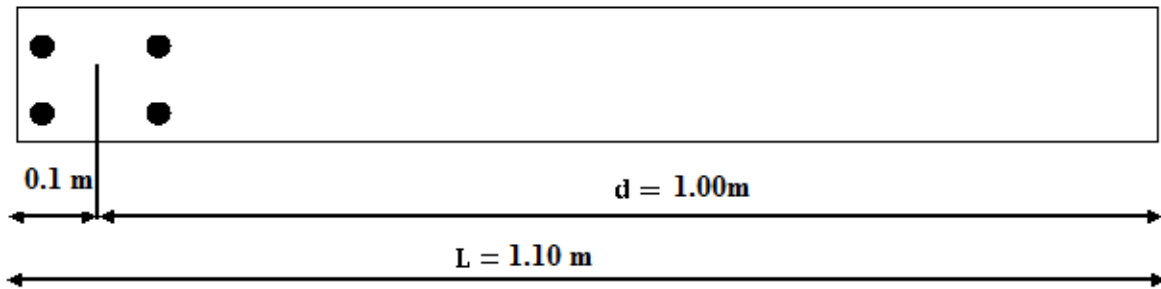
$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \frac{840.81 \times 10^3}{400} = 21.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{vj} = 21.99 \text{ cm}^2 = 7\text{HA20} \text{ avec un espacement } St = 15 \text{ cm}$$

Exemple 2 : $V_t = 1.1 \text{ m}$

$$e_p = 0,2 \text{ m} ; L = 1.1 \text{ m} , c = 5 \text{ m}$$

$$\text{1}^{\text{er}} \text{ cas : } d = 110 - \left(5 + \frac{10}{2}\right) = 100 \text{ cm}$$



$$N_{\max} = 1135.51 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 228.903 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{228.903}{1135.51} = 0.20 \text{ m} \left. \begin{array}{l} \frac{h}{2} - c = 0.20 \text{ m} \\ e_u \leq \frac{M_u}{N_u} \end{array} \right\} \text{Section Entièrement Tendue (SET)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\mu = \frac{228.903 \times 10^6}{1000 \times 1000^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

1) Armatures verticales :

$$A_V = \frac{M_b}{\beta x d x \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s} = \frac{228.903 \times 10^6}{0.992 \times 1000 \times 348} + \frac{1135.51 \times 10^3}{100 \times 348} = 6.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 7.92 \text{ cm}^2 = 7\text{HA12} \text{ avec un espacement } St = 15 \text{ cm}$$

2) Armatures horizontales :

$$A_H = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_H = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8} \text{ avec un espacement } St = 25 \text{ cm}$$

3) Armatures transversales :

$$A_t = 4\text{HA8/ml}$$

4) Armatures de coutures :

$$T = 1.4 \times V_u = 118.188 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \frac{118.188 \times 10^3}{400} = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{vj} = 4.52 \text{ cm}^2 = 4\text{HA12} \text{ avec un espacement } St = 25 \text{ cm}$$

f. Vérification a ELU :

- Section minimal d'armature :

$$A_{\min} = \max \begin{cases} \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} & (\text{Art 4.2/1 BAEL91 modifié 99}) \\ 0.002B & (\text{Art 7.7.4.1/ RPA99 version 2003}) \end{cases}$$

- Zone tendue :

On doit vérifier $A_{\text{total tendu}} \geq 0.2\%B \times l_t$ (Art 7.7.4.1/ RPA99 version 2003)

Avec :

B : la section de voile

l_t : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile on doit vérifier :

$$A_{\text{total de voile}} \geq 0.15\%B \quad (\text{Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003})$$

- Zone courante :

On doit vérifier que :

$$A_{\text{total courante}} \geq 0.10\%L_c \times b \quad (\text{Art 7.7.4.2/ RPA99 version 2003})$$

Avec :

L_c = L - 2L/10 : La longueur de la zone comprimée

B : la largeur de voile.

g. Les vérifications :

- Vérification à l'ELS :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15XA} \leq \sigma_b$$

$$\sigma_b = 0.6f_{c28}$$

Avec :

N_{ser}: Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le BAEL (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_{max.ELU}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible.

Chapitre VI :

Voiles de 1,1 m

S	I	Y
0,22	0,02218333	0,55

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	
Zone I	-1135,51	21,686	12,51	ELU	-4623,74	-5699,08	0	0,00	0,00	0,55	0,55	0,28	6,64	15,84	15,84	2x7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
	-17,54	81,976	36,22	08GMEY	1952,74	-2112,19	0,57	111,61	3,21	1,60	4,81	2,41	6,64	15,84						
	-504,38	228,903	84,42	GQEY	3382,65	-7967,93	0,77	261,20	7,51	3,74	11,24	5,62	6,64	15,84						
Zone II	-1022,92	2,628	6,11	ELU	-4584,48	-4714,79	0	0,00	0,00	0,27	0,27	0,14	6,64	15,84	15,84	2x7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
	2,8	104,647	58,58	08GEY	2607,28	-2581,83	0,55	142,70	4,10	2,59	6,69	3,35	6,64	15,84						
	-607,28	161,171	82,27	GQEY	1235,62	-6756,34	0,93	114,90	3,30	3,64	6,94	3,47	6,64	15,84						
Zone III	-890,94	2,778	5,31	ELU	-3980,85	-4118,60	0	0,00	0,00	0,23	0,23	0,12	6,64	15,84	15,84	2x7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
	6,71	115,844	43,12	08GEY	2902,67	-2841,67	0,54	157,95	4,54	1,91	6,45	3,22	6,64	15,84						
	-653,43	159,156	62,44	GQEY	975,89	-6916,16	0,96	94,07	2,70	2,76	5,47	2,73	6,64	15,84						
Zone IV	-569,33	21,577	16,15	ELU	-2052,90	-3122,83	0	0,00	0,00	0,71	0,71	0,36	6,64	15,84	15,84	2x7 HA 12	7,92	5 HA 12	6,65	5 ep HA 8
	7,43	28,241	24,04	08GEY	733,96	-666,42	0,52	38,42	1,10	1,06	2,17	1,08	6,64	15,84						
	-127,77	137,139	48,47	GQMEY	2819,37	-3980,92	0,64	181,55	5,22	2,14	7,36	3,68	6,64	15,84						

Voiles de 1,5 m

S	I	Y
0,3	0,05625	0,75

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	
Zone I	-1571,34	93,381	43,58	GQEX	-3194,18	-5186,30	0	0,00	0,00	1,93	1,93	0,96	9,05	15,84	15,84	2x7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8
	423,25	84,203	43,35	08GEX	2026,83	230,50	1,50	304,02	8,74	1,92	10,65	5,33	9,05	15,84						
	-1134,41	363,276	107,27	GQMEY	849,85	-6900,04	1,34	113,50	3,26	4,75	8,01	4,00	9,05	15,84						

Chapitre VI :

Voiles de 3,65 m

S	I	Y
0,73	0,81045208	1,825

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / m	
Zone I	-3240,54	113,047	7,88	ELU	-4184,53	-4693,66	0	0,00	0,00	0,35	0,35	0,17	22,03	24,12	24,12	2x6 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA
	78,42	172,823	109,06	08GMEX	496,59	-281,74	1,32	65,61	1,89	4,83	6,71	3,36	22,03	24,12						
	-1609,34	3141,842	535,19	GQMEY	4870,32	-9279,47	2,39	1165,80	33,50	23,68	57,18	28,59	22,03	24,12						
Zone II	-2865,51	123,538	24,39	ELU	-3647,17	-4203,54	0	0,00	0,00	1,08	1,08	0,54	22,03	18,48	18,48	2x6 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA
	-134,84	272,913	187,99	08GMEX	429,84	-799,27	2,37	102,02	2,93	8,32	11,25	5,63	22,03	18,48						
	-1402,53	1950,97	466,59	GQMEY	2471,98	-6314,53	2,62	648,43	18,63	20,65	39,28	19,64	22,03	18,48						
Zone III	-2424,42	121,455	31,94	ELU	-3047,63	-3594,62	0	0,00	0,00	1,41	1,41	0,71	22,03	13,58	13,58	2x6 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA
	-267,12	74,112	56	08GMEX	-199,03	-532,81	0	0,00	0,00	2,48	2,48	1,24	22,03	13,58						
	-1175,94	1253,908	380,01	GQMEY	1212,71	-4434,46	2,87	347,58	9,99	16,82	26,80	13,40	22,03	13,58						
Zone IV	-1506,47	112,113	42,62	ELU	-1811,20	-2316,12	0	0,00	0,00	1,89	1,89	0,94	22,03	13,58	13,58	2x6 HA 12	7,92	5 HA 12	6,65	5 ep HA
	-75,55	23,092	8,11	08GMEX	-51,49	-155,49	0	0,00	0,00	0,36	0,36	0,18	22,03	13,58						
	-723,69	525,007	255,61	GQMEY	190,87	-2173,58	3,36	64,04	1,84	11,31	13,15	6,58	22,03	13,58						

Voiles de 3,7 m

S	I	Y
0,74	0,84421667	1,85

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / m	
Zone I	-2871,3	189,58	0,91	ELU	-3464,69	-4295,58	0	0,00	0,00	0,04	0,04	0,02	22,33	24,12	24,12	2x6 HA 16	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA
	1142,00	1895,27	421,82	08GMEX	2608,00	-5608,06	2,54	662,12	10,02	18,67	27,60	18,85	22,33	24,12						

Chapitre VI :

Voiles de 4,00 m

S	I	Y
0,8	1,06666667	2

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / m	
Zone I	-2290,92	3142,556	600,58	GQEX	3028,64	-8755,94	2,97	900,11	25,87	26,58	52,44	26,22	24,14	24,12	24,12	2x6 HA16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA
	-341,1	3377,594	609,98	08GEX	5906,61	-6759,36	2,13	1260,86	36,23	26,99	63,22	31,61	24,14	24,12						
	-1275,02	3890,214	609,04	GQMEX	5700,38	-8887,93	2,44	1389,18	39,92	26,95	66,87	33,44	24,14	24,12						
Zone II	-1878,25	1889,134	492,28	GQEX	1194,31	-5889,94	3,33	397,19	11,41	21,78	33,20	16,60	24,14	24,12	24,12	2x6 HA16	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA
	-404,77	2122,847	516,53	08GEX	3474,38	-4486,30	2,25	783,20	22,51	22,86	45,36	22,68	24,14	24,12						
	-1090,98	2345,989	475,31	GQMEX	3035,00	-5762,45	2,62	795,19	22,85	21,03	43,88	21,94	24,14	24,12						
Zone III	-1507,59	166,039	20,08	ELU	-1573,16	-2195,81	0	0,00	0,00	0,89	0,89	0,44	24,14	24,12	24,12	2X6 HA16	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA
	-383,88	181,615	82,13	08GEY	-139,32	-820,38	0	0,00	0,00	3,63	3,63	1,82	24,14	24,12						
	-908,96	1442,336	348,99	GQMEX	1568,18	-3840,58	2,84	445,40	12,80	15,44	28,24	14,12	24,14	24,12						
Zone IV	-919,78	111,616	19,51	ELU	-940,45	-1359,00	0	0,00	0,00	0,86	0,86	0,43	24,14	24,12	24,12	2X6HA16	10,05	5 HA 12	6,65	5 ep HA
	-92,1	82,582	19,29	08GEY	39,72	-269,97	3,49	13,85	0,40	0,85	1,25	0,63	24,14	24,12						
	-560,2	583,855	192,38	GQMEX	394,48	-1794,98	3,28	129,36	3,72	8,51	12,23	6,12	24,14	24,12						



Chapitre VII :
Etude de l'infrastructure

VII-1 Introduction :

L'infrastructure est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure que nous appelons la fondation.

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ✓ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✓ Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ (Article 10.1.4.1 du RPA 2003)}$$

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

A) Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

B) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII-2 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$) ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure ;
- Les charges qui leur sont transmises ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol ;
- Stabilité de l'ouvrage (rigidité) ;
- Facilité d'exécution (coffrage) ;
- Économie.

On optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VII-3 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné :

- ✓ Une contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2.0\text{bars}$.

VII.4 : Dimensionnement des semelles continues (sous voiles, sous poteaux)

VII.4.1 : Semelle filante sous voile :

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile (qui est aussi la longueur des voiles)

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.

N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise égale à **2,00 bars**.

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= LxB (m2)	Nombres	S totale (m ²)
Voiles transversal	V1	1,10	425,75	1,94	2,13	6	12,77
	V2	1,50	514,78	1,72	2,57	2	5,15
	V3	2,70	970,79	1,80	4,85	1	4,85
	V4	3,65	759,96	1,04	3,80	4,00	15,20
Voiles longitudinal	V5	3,70	685,74	0,93	3,43	2,00	6,86
	V6	4,00	502,88	0,63	2,51	2,00	5,03
	V7	2,20	970,79	2,21	4,85	1,00	4,85
							54,71

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles.

La surface totale des semelles filantes sous les voiles est notée S_v : $S_v = 54,71 \text{ m}^2$.

VII.4.2 : Semelle filante sous poteaux

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$ et comparer la valeur trouvée à : $\frac{L}{6}$

Avec :

- **R** c'est la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- e_i : est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la résultante N_i)

Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

Poteaux	N _{ser} (KN)	M(KN.m)	e _i (m)	N _{ser} × e _i
1	906,42	-12,24	-13,40	-12146,03
2	932,91	11,94	-10,40	-9702,26
3	1148,37	-15,17	-6,70	-7694,08
4	1218,22	-1,58	-2,70	-3289,19
5	1211,99	-0,82	1,00	1211,99
6	1239,38	-1,22	5,00	6196,90
7	1284,43	-1,00	9,00	11559,87
8	1327,10	-1,88	13,40	17783,14
Σ	9268,82	-21,97	/	3920,34

Tableau VII.2 : Résultante des charges sous poteaux.

On a :

$$e = \frac{3920,34 + (-21,97)}{9268,82} = 0,42\text{m}$$

$$e = 0,42\text{m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{26,8}{6} = 4,47\text{ m}$$

⇒ $e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{9268,82}{26,8} \left(1 + \frac{6 \times 0,42}{26,8} \right) = 378,37\text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{9268,82}{26,8} \left(1 - \frac{6 \times 0,42}{26,8} \right) = 313,33\text{KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{9268,82}{26,8} \left(1 + \frac{3 \times 0,42}{26,8} \right) = 362,11\text{KN/ml}$$

La largeur de la semelle est déterminée comme suit:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{R \left(1 + \frac{3e}{L} \right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{362,11}{200} = 1,81\text{m}$$

On prend : **B= 1.9 m.**

➤ **Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux notée S_p**

On aura donc :

$$S_p = 1,9 \times (26,8 \times 4 + 8,4 \times 4 + 6,7) = 280,25 \text{ m}^2.$$

$$S_p = 280.25 \text{ m}^2$$

➤ **Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :**

$$S_t = n \times S_p + S_v = 54,71 + 280,25 = 334,96 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 334.96 \text{ m}^2$$

Avec :

n : nombre de portique dans le sens considéré

➤ **Surface totale du bâtiment :**

$$S_{\text{total}} = L_x \times L_y = 26,8 \times 8,4 + 10,75 \times 11,7 + 14,4 \times 6,7 = 447,375 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{total}} = 447.375 \text{ m}^2$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{334,96 \times 100}{447,375} = 74,87 \% > 50\%$$

Conclusion :

Étant donné que la surface des semelles est supérieure à **50 %** de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

VII.5 : Radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

VII.5.1 : Dimensionnement d'un radier général :

a) La condition d'épaisseur minimale

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

$$(h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}).$$

b) La condition forfaitaire➤ **Sous voile**

$$L_{\max} = 4,00\text{m.}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

L_{\max} : Distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend : $h = 80 \text{ cm}$.

➤ **Sous poteaux****1. La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm.

Avec :

L_{\max} : Portée maximale

$$h_d \geq \frac{440}{20} = 22 \text{ cm}$$

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

2. La nervure* **La hauteur de la nervure :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 100 \text{ cm}$.

* **Epaisseur de la dalle flottante « h » :**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{440}{50} \leq h \leq \frac{440}{40} \rightarrow 8.8 \text{ cm} \leq h \leq 11 \text{ cm}$$

On prend : **h = 10 cm.**

C) Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K= 40 MPa.**

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée **E = 3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818.86 MPa.**

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives. (**L_{\max} : 440 cm**)

De la condition précédente, nous tirons **h** :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4,4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.866}} = 0,88 \text{ m.}$$

Soit **h = 1 m.**

✓ **Largeur de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

Soit **$b_n = 60 \text{ cm.}$**

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- ✓ La dalle :
 - Epaisseur : $h_d = 30 \text{ cm}$.
- ✓ Nervure:
 - Hauteur : $h_n = 100 \text{ cm}$
 - Largeur: $b_n = 60 \text{ cm}$.
- ✓ Dalle flottante :
 - Hauteur : $h = 10 \text{ cm}$.

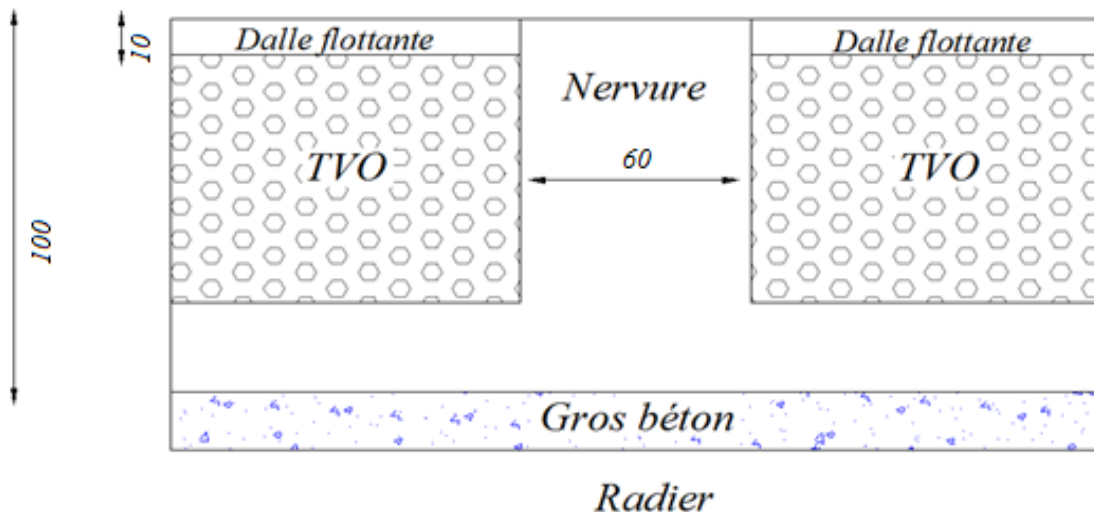


Figure VII.1 : Les dimensions du radier.

VII.5.2 : Calcul des charges nécessaires au radier :

a. Le poids de la structure

- Charge permanente : $G_t = 53157,46 \text{ KN}$.
- Charge d'exploitation : $Q_t = 7919,56 \text{ KN}$.

b. Combinaison d'action

$$\text{ELU} : N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1,35 \times 53157,46 + 1,5 \times 7919,56 = 83641,911 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 53157,46 + 7919,56 = 61077,02 \text{ KN}$$

D'où :

N_s : est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure

N_u : est l'effort normal à l'ELU induit par la superstructure

c. Détermination de la surface du radier

$$\text{Etat Limite Ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{83641,911}{1.33 \times 200} = 314,44 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat Limite de Service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{61077,02}{200} = 305,39 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max}(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 314,44 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 447,375 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 314,44 \text{ m}^2$$

✓ Remarque

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30\text{cm} \right) = 50 \text{ cm.}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 60 \text{ cm.}$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débort}}$

D'où :

$$S_{\text{débort}} = 18,4 + 7,1 + 8,4 + 24,95 + 7,1 + 11,7 + 7,4 + 14,4 = 99,45 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 447,375 + 99,45 = 546,83 \text{ m}^2$$

VII.5.2 : Calcul des sollicitations à la base du radier

a. Charges permanentes :

Poids du bâtiment : $G_{\text{bâtiment}} = 53157,46 \text{ KN}$

Poids du radier

$P_{\text{radier}} =$ poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle

Poids propre de la dalle = $S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$G_1 = 546,83 \times 0,3 \times 25 = 4101,23 \text{ KN.}$$

$$G_1 = 4101,23 \text{ KN.}$$

- **Poids des nervures**

Poids propre des nervures = $b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m) \rho_b$

$$G_2 = 0,60 \times (1,00 - 0,30) \times (26,8 \times 4 + 8,4 \times 4 + 6,7 + 24,95 \times 3 + 10,75 \times 2 + 14,4 \times 3) \times 25 = 3014,03 \text{ KN.}$$

$$G_2 = 3014,03 \text{ KN.}$$

- **Poids du TVO**

Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) = $(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$G_3 = (546,83 - 172,23) \times (1,00 - 0,3) \times 17 = 4457,74 \text{ KN}$$

$$G_3 = 4457,74 \text{ KN.}$$

Avec : Poids volumique du TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$S_{\text{nervure}} = 0,6 \times (26,8 \times 4 + 8,4 \times 4 + 6,7 + 24,95 \times 3 + 10,75 \times 2 + 14,4 \times 3) = 172,23 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante**

Poids propre de la dalle flottante = $S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho_b$

$$G_4 = 546,83 \times 0,10 \times 25 = 1367,08 \text{ KN}$$

$$G_4 = 1367,08 \text{ KN}$$

D'où :

$$G_{\text{radier}} = P_d + P_n + P_{\text{TVO}} + P_{\text{df}} = 4101,23 + 3014,03 + 4457,74 + 1367,08$$

$$G_{\text{radier}} = 12940,08 \text{ KN.}$$

b. Surcharge du bâtiment et du radier

$$Q_{\text{bat}} = 7919,56 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2,5 \times 546,83 = 1367,08 \text{ KN.}$$

- Poids total de la structure

$$G_{total} = G_{batiment} + G_{radier} = 53157,46 + 12940,08 = \mathbf{66097,54 \text{ KN}}$$

$$Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier} = 7919,56 + 1367,08 = \mathbf{9286,64 \text{ KN}}$$

- Combinaison d'actions

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1,35 \times 66097,54 + 1,5 \times 9286,64 = \mathbf{103161,64 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 66097,54 + 9286,64 = \mathbf{75384,18 \text{ KN}}$$

VII.6 : Vérifications :**VII.6.1 : Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 h = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{103161,64 \times 1.00}{546,83} \times \frac{4,40}{2} = 415,04 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = \mathbf{415.04 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{415,04 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \mathbf{1.54 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

VII.6.2 : Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré :

$$M=M_0+T_0 \times h.$$

Avec :

M₀: Moment sismique à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure.

T₀: Effort tranchant à la base de la structure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

✓ **Calcul du centre de gravité du radier**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} = 15,3 \text{ m} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = 13,03 \text{ m} \end{array} \right.$$

Avec:

S_i : aire du panneau considéré ;

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

✓ **Moment d'inertie du radier**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 34686,88 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 40021,53 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Avec :

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

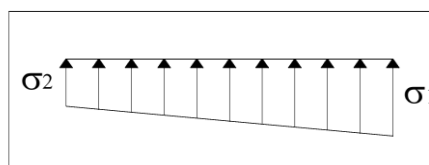


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes.

Sollicitations		M_0 [KN. m]	T_0 [KN]	h [m]	M [KN. m]
Sens	XX	62422,571	2659,11	1,00	65081,681
	YY	61892,256	2636,13	1,00	64528,386

Tableau VII.3 : Calcul des moments.

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta$$

$$N_u = 103161,64 \text{ KN} \quad ; \quad N_s = 75384,18 \text{ KN}$$

a) Sens longitudinal

✓ A L'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{103161,64}{546,83} + \frac{65081,681}{34686,88} \times 15,3 = 217,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{103161,64}{546,83} - \frac{65081,681}{34686,88} \times 15,3 = 159,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 217,36 + 159,95}{4} = 203,01 \text{ KN/m}^2$$

✓ A L'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{75384,18}{546,83} + \frac{65081,681}{34686,88} \times 15,3 = 166,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{75384,18}{546,83} - \frac{65081,681}{34686,88} \times 15,3 = 109,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 166,56 + 109,14}{4} = 152,20 \text{ KN/m}^2$$

b) Sens transversale

✓ A L'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{103161,64}{546,83} + \frac{64528,386}{40021,53} \times 13,03 = 209,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{103161,64}{546,83} - \frac{64528,386}{40021,53} \times 13,03 = 167,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 209,66 + 167,64}{4} = 199,15 \text{ KN/m}^2$$

✓ A L'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{75384,18}{546,83} + \frac{64528,386}{40021,53} \times 13,03 = 158,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{75384,18}{546,83} - \frac{64528,386}{40021,53} \times 13,03 = 116,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 158,86 + 116,84}{4} = 148,35 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Contraintes		ELU			ELS		
		σ_1 [KN / m2]	σ_2 [KN / m2]	σ_m [KN / m2]	σ_1 [KN / m2]	σ_2 [KN / m2]	σ_m [KN / m2]
Sens	XX	217,36	159,95	203,01	166,56	109,14	152,20
	YY	209,66	167,64	199,15	158,86	116,84	148,35

Tableau VII.4 : Les résultats des contraintes.

A L'ELU: $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$

A L'ELS: $\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$.

Contraintes		σ_m (ELU)	σ_m (ELS)	Observation
Sens	XX	203,01	152,20	Condition vérifiée.
	YY	199,15	148,35	Condition vérifiée.

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes

VII.6.2.1: Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003)

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{65081,681}{75384,18} = 0,86 \text{ m} < \frac{26,8}{4} = 6,70 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{64528,386}{75384,18} = 0,86 \text{ m} < \frac{24,94}{4} = 6,24 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.6.2.2 : 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 = 12940,08 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 = 546,83m²**).

Donc :

$$P = 12940,08 \text{ KN} \geq 1,5 \times 1 \times 546,83 \times 10 = 8202,45 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée → il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.7 : Ferrailage du radier :**VII.7.1 : 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).

On distingue deux cas :

1^{er} cas si : ρ < 0.4 ⇒ le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M_0^x = q_u \times \frac{l_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

2^{ème} cas : si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la plus petite portée } L_x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables **PIGEAUD**.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

✓ Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

✓ Identification du panneau le plus sollicité :

- $\vartheta = 0$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,65}{4,4} = 0.83 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0531$$

$$\mu_y = 0.649$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

➤ A L'ELU :

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 203,01 - \frac{12940,08}{546,83} = \mathbf{179,35 \text{ KN/m.}}$$

➤ A L'ELS :

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 152,20 - \frac{12940,08}{546,83} = \mathbf{128,53 \text{ KN/m.}}$$

✓ Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_x = 0.0531 \times 179,35 \times 4,4^2 = \mathbf{184,37 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = 0,649 \times 184,37 = \mathbf{119,66 \text{ KN.m}}$$

✓ **Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75** : pour les moments en travées ;
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires ;
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

Moment aux appuis : $M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 184,37 = \mathbf{92,19 \text{ KN.m}}$

Moment en travées :
$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 184,37 = \mathbf{138,28 \text{ KN.m}} \\ M_y^t = 0.75 \times 119,66 = \mathbf{89,74 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

VIII.7.2: Ferrailage à l'ELU:- **Sens longitudinal (X-X) :**✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92,19 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = \mathbf{0,104}$$

$$\mu = \mathbf{0,104} < \mu_l = \mathbf{0,392} \Rightarrow \mathbf{SSA}$$

$$\mu = \mathbf{0,104} \rightarrow \beta = \mathbf{0,945}$$

$$A_{sa} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{92,19 \times 10^3}{0,945 \times 25 \times 348} = \mathbf{11,21 \text{ cm}^2}$$

Soit : **10HA14=15.39 cm²** avec un espacement **S_t =10cm**

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{138,28 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = \mathbf{0,156}$$

$$\mu = \mathbf{0,156} < \mu_l = \mathbf{0,392} \Rightarrow \mathbf{SSA}$$

$$\mu = \mathbf{0,156} \rightarrow \beta = \mathbf{0,915}$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{138,28 \times 10^3}{0,915 \times 25 \times 348} = \mathbf{15,11 \text{ cm}^2}$$

Soit : **10HA14=15.39 cm²** avec un espacement **S_t =10cm**

- Sens transversal (Y-Y) :

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92,19 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,104 \rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_{sa} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{92,19 \times 10^3}{0,945 \times 25 \times 348} = 11,21 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA14=12,31 cm² avec un espacement S_t = 15cm

✓ En travées

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{89,74 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,102$$

$$\mu = 0,102 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,102 \rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{89,74 \times 10^3}{0,946 \times 25 \times 348} = 10,90 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA14=12,31 cm² avec un espacement S_t = 15cm

Sens	Zone	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Appuis	10HA14=15.39	10
	Travée	10HA14=15.39	10
Y-Y	Appuis	8HA14=12,31	15
	Travée	8HA14=12,31	15

Tableau VII.6 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

VII.7.3 : Vérifications à L'ELU :

a. Condition du non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99)

✓ Sens (X-X) :

$$w_x \geq w_0 \frac{(3 - \rho)}{2}$$

Avec :

 ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

$$w_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} ; \rho = 0.83$$

$$A_{\min}^x \geq \frac{b \times h \times w_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,83}{2} \right) = 6.20 \text{ cm}^2$$

✓ Sens (Y-Y) :

$$w_x \geq w_0 \quad \text{avec : } w_y = \frac{A_{\min}}{bh} ; \rho = 0.83$$

$$A_{\min}^y \geq bh w_0 = 100 \times 30 \times 0.0008 = 2.40 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

➤ Aux appuis :

$$A_{ad}^x = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 6.20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travées :

$$A_{ad}^x = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 6.20 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des armatures BAEL 91 modifiée 99 (Art A.8.2 ,42) :

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

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Avec:

h : désigne l'épaisseur totale de la dalle

- Sens longitudinal :

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

$$S_t = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7.4: Vérifications à l'ELS :

- Evaluation des moments M_x et M_y

- A l'ELS:

$$\checkmark \vartheta = 0.2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.65}{4.40} = 0.83 \Rightarrow \mu_x = 0.0600$$

$$\mu_y = 0.750$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 M_0^x = 0.0600 \times 128.53 \times 4.4^2 = 149,30 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,750 \times 149.30 = 111,98 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis : $M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 149.30 = 74,56 \text{ KN.m}$

➤ Moment en travées :
$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 \times 149.30 = 111,98 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times 111.98 = 83,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- a. Vérification des contraintes dans le béton :

On vérifie la condition suivante : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

d'où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
X-X	Appuis	15,39	74,56	0,616	0,884	28,40	216,28	348	7,62	15	CV
	Travée	15,39	111,98	0,616	0,884	28,40	324,39	348	11,42	15	CV
Y-Y	Appuis	12,31	74,56	0,492	0,897	33,54	290,03	348	8,65	15	CV
	Travée	12,31	83,98	0,492	0,897	33,54	326,27	348	9,73	15	CV

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

VII.8 : Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

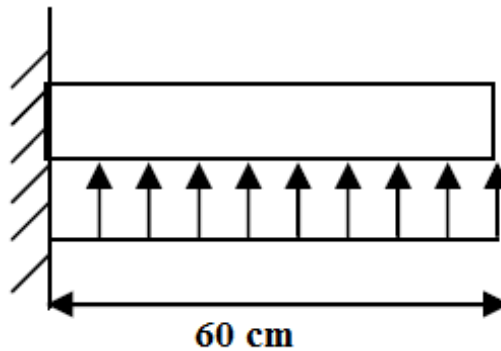


Figure VII.3 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

➤ Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement) :

• A l'ELU :

$$q_u = 179,35 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{179,35 \times 0,6^2}{2} = 32,28 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32,28 \times 10^6}{1000 \times 250^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\mu = 0.036 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.030 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32.28 \times 10^3}{0.982 \times 25 \times 348} = 3.77 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.93 cm²** Avec un espacement **S_t = 20cm**

✓ **Remarque**

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord $A_{\text{radier}} > A_{\text{débort}}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.9 : Calcul des nervures :

1. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

2. Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

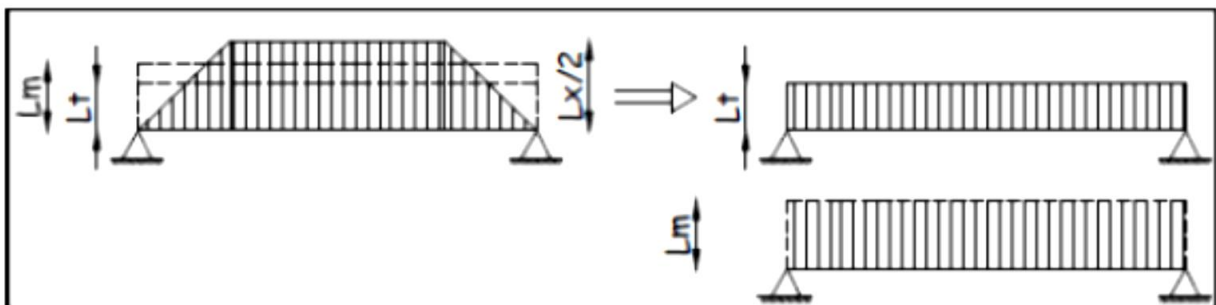


Figure VII.4 : Présentation des charges simplifiées.

✓ **Remarque :**

- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.
- 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 Trapézoïdale.

2.1. Charge trapézoïdale :

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$

2.2. Charge triangulaire :

- Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$
- Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$

2.3 Charges à considérer :

- $Q_{mu} = q_u \times L_m$
 - $Q_{ts} = q_s \times L_t$
- } (Les moments fléchissant)
-
- $Q_u = q_u \times L_t$
 - $Q_s = q_s \times L_t$
- } (Les efforts tranchants)

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.

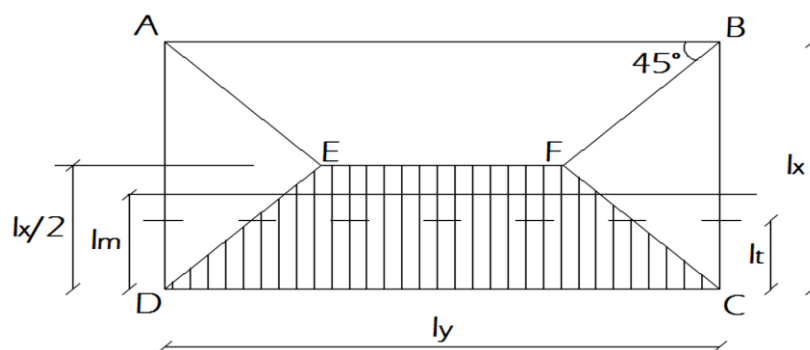


Figure VII.5 : Répartition Trapézoïdale

3. Charge à considérer :

➤ Sens longitudinal :

Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ	Charge	l _m (m)	l _t (m)	q _u (KN)	q _s (KN)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um} (KN.m)	∑ Q _{um} (KN.m)	Q _{sm} (KN.m)	∑ Q _{sm} (KN.m)	Q _{ut} (KN)	∑ Q _{ut} (KN)	Q _{st} (KN)	∑ Q _{st} (KN)
A - B	1	3	3,65	0,822	Triangulaire	0,999	0,75	179,35	128,53	179,17	358,34	128,40	256,80	134,51	269,02	96,39	192,78
	2	3	3,65	0,822	Triangulaire	0,999	0,75	179,35	128,53	179,17		128,40		134,51		96,39	
B - C	1	3,65	3,7	0,986	Trapézoïdal	1,23	0,94	179,35	128,53	220,60	441,20	158,09	316,18	168,58	337,16	120,81	241,62
	2	3,65	3,7	0,986	Trapézoïdal	1,23	0,94	179,35	128,53	220,60		158,09		168,58		120,81	
C - D	1	3,65	4	0,913	Trapézoïdal	1,32	1,07	179,35	128,53	236,74	473,48	169,65	339,30	191,90	383,80	137,52	275,04
	2	3,65	4	0,913	Trapézoïdal	1,32	1,07	179,35	128,53	236,74		169,65		191,90		137,52	
D - E	1	3,65	3,7	0,986	Trapézoïdal	1,23	0,94	179,35	128,53	220,60	441,20	158,09	316,18	168,58	337,16	120,81	241,62
	2	3,65	3,7	0,986	Trapézoïdal	1,23	0,94	179,35	128,53	220,60		158,09		168,58		120,81	
E - F	1	3,65	4	0,913	Trapézoïdal	1,32	1,07	179,35	128,53	236,74	473,48	169,65	339,30	191,90	383,80	137,52	275,04
	2	3,65	4	0,913	Trapézoïdal	1,32	1,07	179,35	128,53	236,74		169,65		191,90		137,52	
F - G	1	3,65	4	0,913	Trapézoïdal	1,32	1,07	179,35	128,53	236,74	473,48	169,65	339,30	191,90	383,80	137,52	275,04
	2	3,65	4	0,913	Trapézoïdal	1,32	1,07	179,35	128,53	236,74		169,65		191,90		137,52	
G - H	1	3,65	4,4	0,830	Trapézoïdal	1,41	1,20	179,35	128,53	252,88	505,76	181,22	362,44	215,22	430,44	154,23	308,46
	2	3,65	4,4	0,830	Trapézoïdal	1,41	1,20	179,35	128,53	252,88		181,22		215,22		154,23	

Tableau VII.8 : Répartition des charges dans les nervures sens X-X

➤ Sens transversal :

Travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ	Charge	l _m (m)	l _t (m)	q _u (KN)	q _s (KN)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um} (KN.m)	∑ q _{um} (KN.m)	Q _{sm} (KN.m)	∑ q _{sm} (KN.m)	Q _{ut} (KN)	∑ q _{ut} (KN)	Q _{st} (KN)	∑ q _{st} (KN)
1-2	1	3,45	4	0,863	Triangulaire	1,15	0,86	179,35	128,53	206,25	412,09	147,80	295,60	154,24	308,48	110,53	221,06
	2	3,45	4,4	0,784	Triangulaire	1,15	0,86	179,35	128,53	206,25		147,80		154,24		110,53	
2-3	1	3,65	4	0,913	Triangulaire	1,22	0,91	179,35	128,53	218,80	435,98	156,80	313,60	163,20	326,40	116,96	233,92
	2	3,65	4,4	0,830	Triangulaire	1,22	0,91	179,35	128,53	218,80		156,80		163,20		116,96	
3-4	1	3,45	4	0,863	Triangulaire	1,15	0,86	179,35	128,53	206,25	412,09	147,80	295,60	154,24	308,48	110,53	221,06
	2	3,45	4,4	0,784	Triangulaire	1,15	0,86	179,35	128,53	206,25		147,80		154,24		110,53	
4-5	1	3,65	4	0,913	Triangulaire	1,22	0,91	179,35	128,53	218,80	435,98	156,80	313,60	163,20	326,40	116,96	233,92
	2	3,65	4,4	0,830	Triangulaire	1,22	0,91	179,35	128,53	218,80		156,80		163,20		116,96	

Tableau VII.9 : Répartition des charges dans les nervures sens Y-Y

❖ Sens (X-X) :

• A l'ELU :

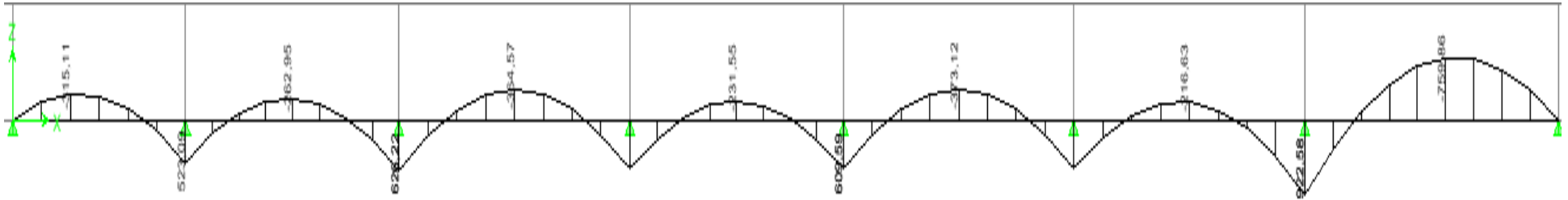


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans les nervures (sens X-X)

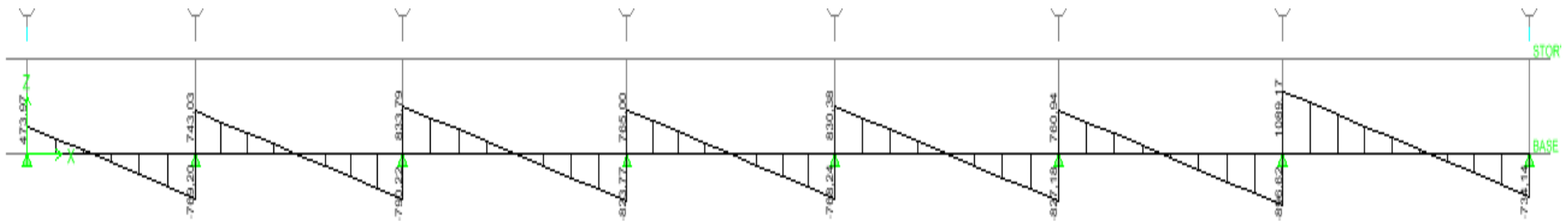


Figure VII.7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans les nervures (sens X-X)

• A l'ELS :

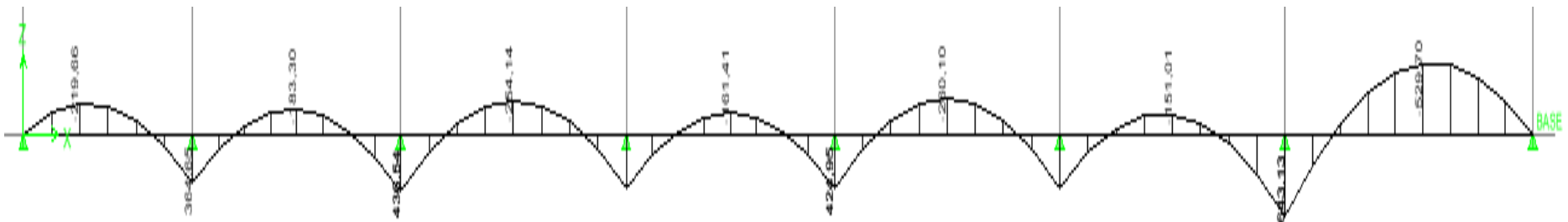


Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans les nervures (sens X-X)

❖ Sens (Y-Y) :

• A l'ELU :

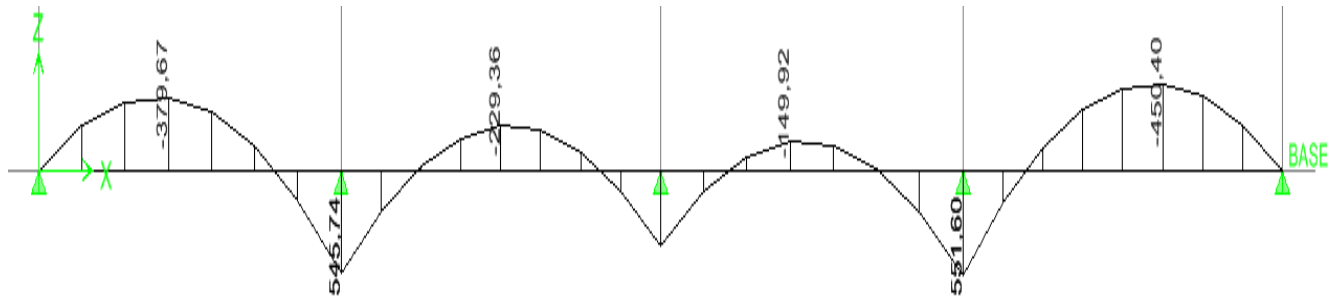


Figure VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans les nervures (sens Y-Y)

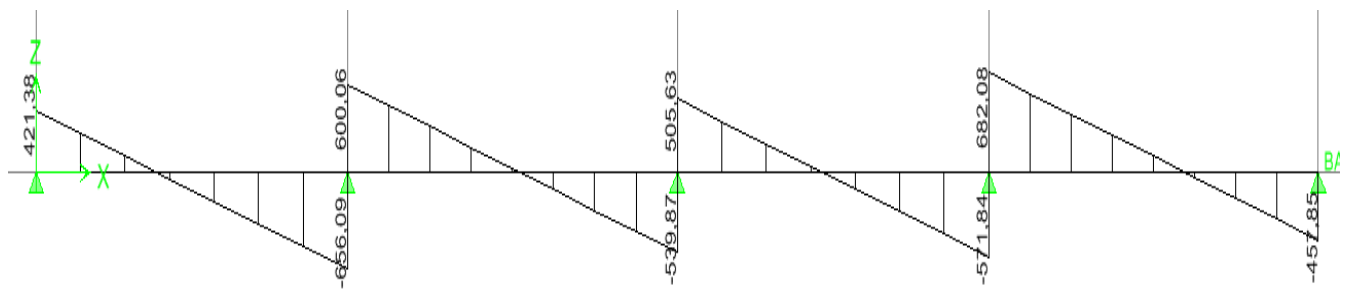


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans les nervures (sens Y-Y)

• A l'ELS :

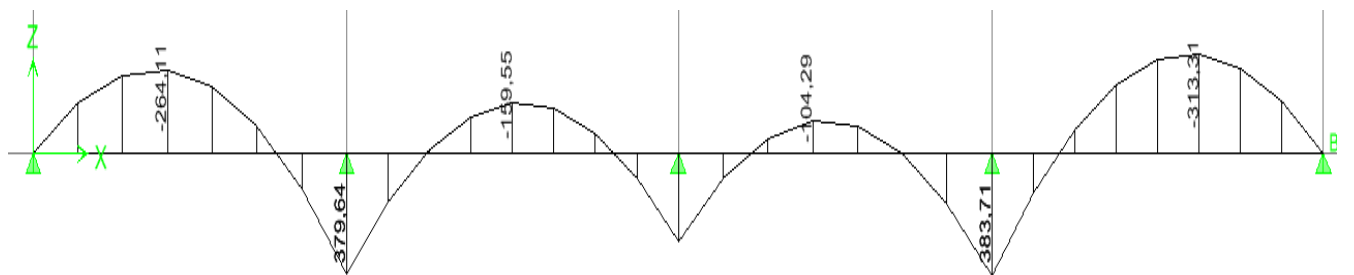


Figure VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS dans les nervures (sens Y-Y)

✚ Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens longitudinal (X-X)		Sens transversal (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}(\text{KN.m})$	922,58	643,13	551,60	383,71
$M_{tmax}(\text{KN.m})$	759,86	529,70	450,40	313,71
$T_{max}(\text{KN})$	1089,17	/	682,08	/

Tableau VII.10 : Résumés des efforts internes dans la nervure.

VII.9.1 : Calcul des Armatures :

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travées, dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

a) Armatures longitudinales :

$$b=60\text{cm}, \quad h=100\text{ cm}, \quad c=3\text{cm}, \quad d=97\text{ cm}, \quad f_{bu} = 14.2\text{MPa} \quad \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}; \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

• Sens X-X:

➤ Aux appuis:

$$\mu = \frac{922.58 \times 10^6}{600 \times 970^2 \times 14.2} = \mathbf{0.115}$$

$$\mu = 0.115 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.115 \rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_a^x = \frac{M_a^x}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{922.58 \times 10^6}{0.939 \times 970 \times 348} = \mathbf{29.10 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{6HA20 + 6HA16 = 30.91 \text{ cm}^2}$$

➤ En travée:

$$\mu = \frac{759.86 \times 10^6}{600 \times 970^2 \times 14.2} = \mathbf{0.094}$$

$$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{759.86 \times 10^6}{0.951 \times 970 \times 348} = \mathbf{23.67 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA20 + 6HA16 = 24.63 \text{ cm}^2}$$

• Sens Y-Y:

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{551.6 \times 10^6}{600 \times 970^2 \times 14.2} = \mathbf{0.068}$$

$$\mu = 0.068 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.068 \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_a^y = \frac{M_a^y}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{551.6 \times 10^6}{0.965 \times 970 \times 348} = 16.93 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 + 2HA14 = 17.15 cm²

➤ En travée :

$$\mu = \frac{450.4 \times 10^6}{600 \times 970^2 \times 14.2} = 0.056$$

$\mu = 0.056 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ SSA (section simplement armée)

$\mu = 0.056 \rightarrow \beta = 0.971$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{\beta x d x \sigma_s} = \frac{450.4 \times 10^6}{0.951 \times 970 \times 348} = 14.03 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 = 15.71 cm²

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ	β	Section	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{adoptée} (cm ²)
X-X	Appuis	922,58	0,115	0,939	SSA	29.10	6HA20+6 HA 16	30.91
	Travée	759,86	0,094	0,951	SSA	23.67	4HA20+6 HA 16	24.63
Y-Y	Appuis	551,6	0,068	0,965	SSA	16.93	7HA16+2 HA 14	17.15
	Travée	450,4	0,056	0,971	SSA	14.03	5HA20	15.71

Tableau VII.11 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

✚ Remarque :

On a augmenté la section de ferrailage pour assurer la contrainte des aciers.

a.1) Vérifications à l'ELU :

a.1.1) Vérification au cisaillement : (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} < \tau_u = \min \left\{ \left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \right], 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Sens des petites portées :

$$\tau_u = \frac{682,08 \times 10^3}{600 \times 970} = 1.17 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Sens des grandes portées :

$$\tau_u = \frac{1089,17 \times 10^3}{600.970} = 1.87 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

a.1.2) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 99 / Art A.6.1 ,3)

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec:

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum \mu i}$$

Avec:

$\sum \mu i$: Somme des périmètres utiles des barres.

➤ Sens des petites portées :

$$\sum \mu i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 7 \times 3.14 \times 16 = 351.68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{682,08 \times 10^3}{0.9 \times 970 \times 351.68} = 2.22 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens des grandes portées :

$$\sum \mu i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 10 \times 3.14 \times 20 = 628 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1089,17 \times 10^3}{0.9 \times 970 \times 628} = 1.98 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

a.1.3) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 7.027 \text{ cm}^2.$$

• Sens X-X :

➤ Aux appuis :

$$A_a = 30,91 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.027 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travées :

$$A_t = 27.63 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.027 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

- Aux appuis :

$$A_a = 17,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.027 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :

$$A_t = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.027 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_{lmax}) = \min (2.85 ; 6 ; 2) = 2 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\Phi 10$ ($A_t = 3.14 \text{ cm}^2$).

$$4HA10 (A_t=3.14\text{cm}^2).$$

Avec :

Φ_{lmax} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Φ_t : Diamètre des armatures transversales.

c) Espacement des armatures transversales :

D'après l'article A.5.1,23 du BAEL 99, pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e}$$

$$\Rightarrow S_t = \frac{0.9f_e \times A_t}{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj})b_0} = \frac{0.9 \times 400 \times 3.14}{1.15(1.87 - 0.3 \times 2.1)60} = 13.21 \text{ cm}$$

✓ Article 7.5.2.2 du RPA 2003 :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4} ; 12 \times 2, 0 \right\} = \min \{25 ; 24\} = 24 \text{ cm. soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

d) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**➤ En zone nodale :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

➤ En zone courante :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2$$

e) Espacement maximal des armatures transversales : (BAEL 99 / Art. A.5.1 ,22):

$$S_{tmax} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (87.3\text{cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{tmax} \text{ adopté} = 20 \text{ cm} < S_{tmax} = 40 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée}$$

f) Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure VII.2 du RPA 2003 (Zone nodale) comme suit : $l = 2.h$

Avec :

l : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

$$\text{D'où : } l = 2 \times 100 = 200 \text{ cm.}$$

g) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$\text{D'où : } A_p = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

a.2) Vérifications à l'ELS :**a.2.1) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable

1. Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa \geq \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Avec :

K_1 et β : sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction : $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
X-X	Appuis	30.91	643,13	0,531	0,891	30.87	240.74	348	7.79	15	condition vérifiée
	Travée	24.63	529,7	0.423	0,901	35,5	246.07	348	6.93	15	condition vérifiée
X-X	Appuis	17.15	383,71	0,294	0,915	43.82	252.08	348	5.75	15	condition vérifiée
	Travée	15.71	313,71	0.269	0,918	45.98	224.25	348	4.87	15	condition vérifiée

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Chapitre VIII :

Etude de mur plaque

VIII.1 : Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, un mur plaque est prévu pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il réalise aussi l'encastrement de la structure dans le sol et limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ,et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6 m.

VIII.2 : Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après le **RPA99/version 2003**, le mur plaque doit avoir les Caractéristiques minimales suivantes:

- Épaisseur ≥ 15 cm. (**Art 10.1.2**).
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (Horizontal et vertical).

On optera pour notre cas une épaisseur de **e = 25 cm**

La hauteur du voile périphérique **H = 4,08 m**

VIII.3 : Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**VIII.3.1 : Détermination des sollicitations :**

Dans notre cas, le mur n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un Voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$$K_0: \text{Coefficient des poussées de terre au repos} \quad K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

φ : angle de frottement interne.

VII.3.2 : caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : **q= 10 KN/m²**.
- Angle de frottement : **$\varphi = 30^\circ$**

- Poids volumique des terres : $\gamma=18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion : $C=0$
- Contrainte du sol : $\sigma = 2,0 \text{ bars}$
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussé (Théorème de Rankine est applicable).

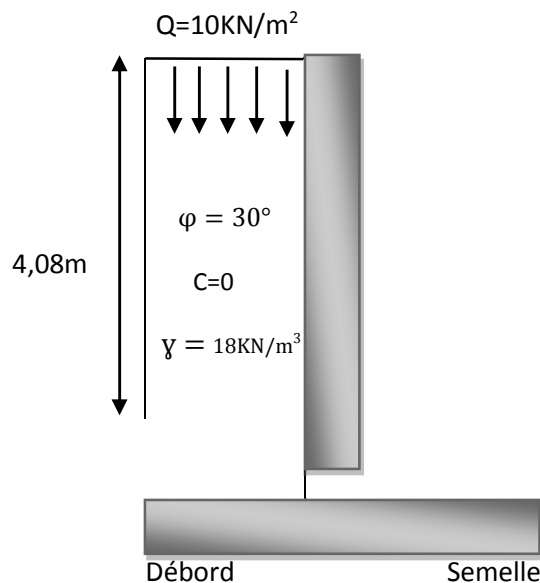


Figure VIII.1 : Schéma statique de voiles périphérique.

VII.3.3 Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{\cos 30^\circ} = 0.58$$

$$\sigma_v = q + \gamma h$$

$$0 < H < 4,08 \text{ m}$$

a. ELU :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$$

$$\text{Pour } H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,58 (1,35 \times 18 \times 0 + 1,5 \times 10) = 8.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H= 4,08 \rightarrow \sigma_{h2} = 0,58 (1,35 \times 18 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 66.20 \text{ KN/m}^2$$

b. ELS :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \cdot h + q)$$

$$H=0 \quad \rightarrow \quad \sigma_{h1} = 0,58 (18 \times 0 + 10) = 5.8 \text{ KN/m}^2$$

$$H=4.08 \quad \rightarrow \quad \sigma_{h2} = 0,58 (18 \times 4,08 + 10) = 48.39 \text{ KN/m}^2$$

VIII.3.4 Diagramme des contraintes :

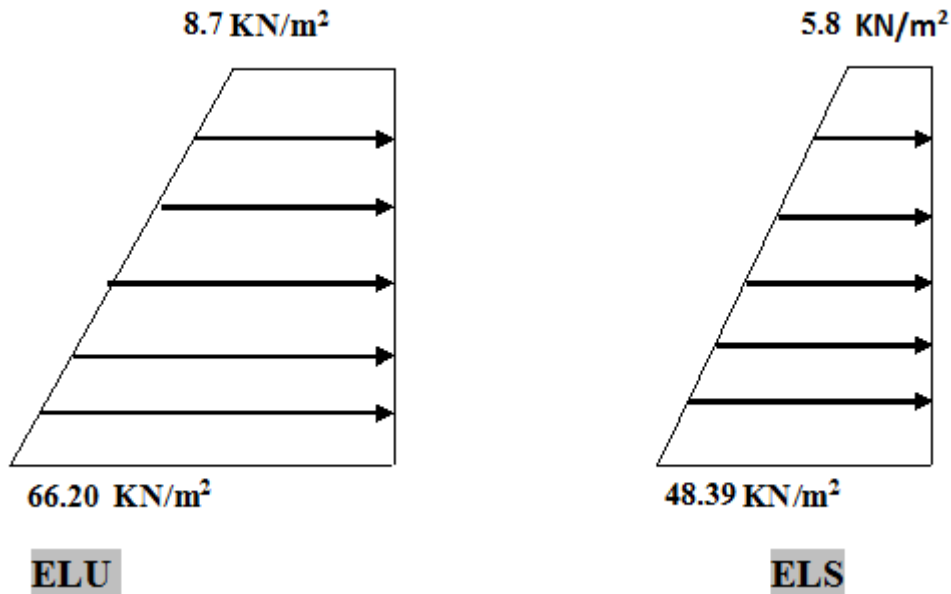


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU et à l'ELS

VIII.3.5 : Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de [1m] :

• ELU:

$$q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 66.20 + 8.7}{4} \times 1 = 51.82 \text{ KN/m}$$

• ELS:

$$q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 48.39 + 5.8}{4} \times 1 = 37.74 \text{ KN/m}$$

VIII.4. Ferrailage du mur plaque :

a. Méthode de calcul :

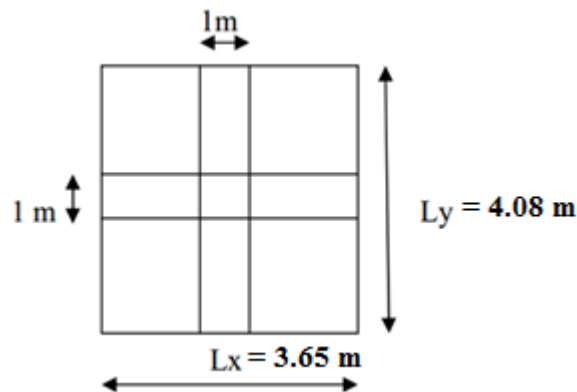
Le mur plaque sera calculé comme un panneau de dalle encastré sur 4 cotés.

b. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 - 0,3 (appui de rive).
 - 0,5 (autre appui).

**c. Identification des panneaux :**

$$l_x = 3,65 \text{ m}$$

$$l_y = 4,08 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,65}{4,08} = 0,89$$

$0,4 < \rho = 0,89 < 1 \rightarrow$ Le panneau travaille dans les 2 sens.

d. Calcul des moments isostatiques :

- ELU : $\nu = 0$

$$\rho = 0,89 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0468 \\ \mu_y = 0,759 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0468 \times 51,82 \times (3,65)^2 = 32,30 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,759 \times 32,30 = 24,51 \text{ KN.m}$$

e. Correction des moments :

$$M_a = 0,5 \times 32,30 = 16,15 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 0,75 \times 32,30 = 24,22 \text{ KN. m}$$

Sens X-X :

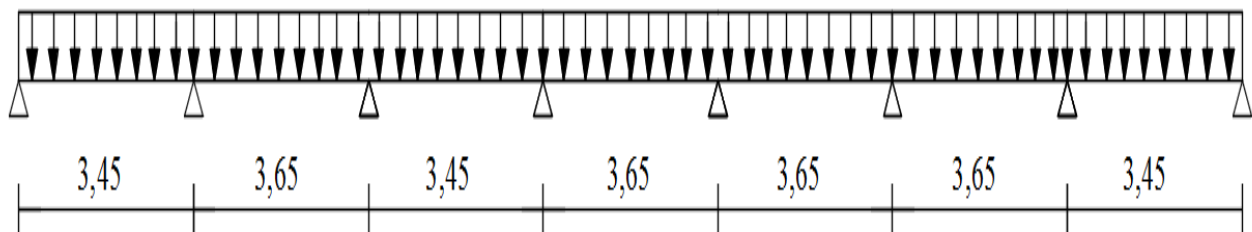


Figure VIII.3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

f. ferrailage :

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et d'épaisseur $e_p = 25 \text{ cm}$, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.

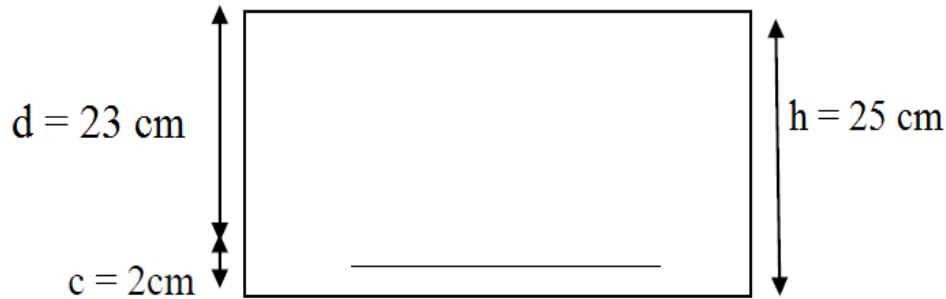


Figure VIII.4 : La section du mur à ferrailer.

g. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On n'a : $\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$ Avec: $f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$ Avec: $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	M_u [KN.m]	μ	μ_l	Section	β	A [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	Ferrailage	S _t [cm ²]
Appui	16.15	0.021	0.392	SSA	0.989	2.04	3.93	5HA10	20
Travée	24.22	0.032	0.392	SSA	0.984	3.07	5.65	5HA12	20

Tableau VIII.1 : Ferrailage du mur plaque

VIII-5 : Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical) $A \geq 0,0015bh$

$$A \geq 0,0015bh = 0.0015 \cdot 100 \cdot 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$; h : épaisseur du voile = 25 cm).

➤ **Aux appuis :**

$$A_{\text{Adoptée}} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 3.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux travée:**

$$A_{\text{Adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 3.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles /m² de HA8.

VIII-6 Vérification à l'ELS :

- **ELS: = 0.2**

$$\rho = 0,89 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.832 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0539 \times 37.74 \times (3,65)^2 = \mathbf{27.10 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.832 \times 27.10 = \mathbf{22.54 \text{ KN.m}}$$

a. Correction des moments :

$$M_a = 0,5 \times 27.10 = \mathbf{13.55 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0,75 \times 27.10 = \mathbf{20.32 \text{ KN m}}$$

b. Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ **Dans le béton**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$.

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

➤ **Dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

f_{tj}: la résistance caractéristique a la traction du béton, exprimée en MPa.

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut :

1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

1.6 Pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm.

1.3 Pour les armatures à haute adhérence dans le cas de diamètre inférieur à 6 mm.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min(266.667; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

c. Espacement des barres :

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

$$\text{Armatures principales : } S_t < \min(3h; 33\text{cm}) = \min(75\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens X-X :

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. Longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «0.4» pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Zone	A_s [cm ²]	M_s [cm ²]	ρ_1	β	K_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	bs	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	bs
Appuis	3.93	13.5	0.170	0.932	58.53	2.747	15	CV	160.84	201.63	CV
Travée	5.65	0.32	0.245	0.921	48.29	3.515	15	CV	169.78	201.63	CV

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

e. Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

$h = 25 \text{ cm}$: hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite

❖ Sens X-X :

$$q_s = 37.74 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 37.74 \times \frac{3.65^2}{8} = \mathbf{62,85 \text{ KN. m}}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0,75 \times 62.85 = \mathbf{47.13 \text{ KN. m}}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0.0625} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.93}{100 \times 23} = \mathbf{0.00170} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = \mathbf{0.25} \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{24.22}{10 \times 62.85} = \mathbf{0.038} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises en considération dans la conception des structures en béton armé.

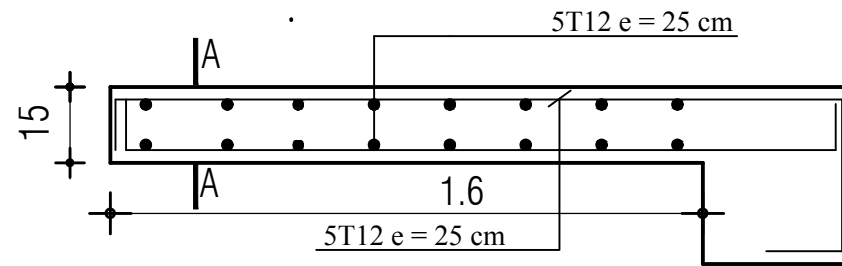
Autre que le calcul manuel, qui s'avère long, j'ai pu dans cette étude démontrer les grandes étapes de la modélisation par éléments finis avec le logiciel ETABS. Un logiciel dont la maîtrise est loin d'être acquise mais qui nous ont déjà permis d'exploiter des résultats, de comprendre le comportement de notre structure et de mieux les interpréter par un ferrailage adéquat.

Tout compte fait, j'ai constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise sur terrain qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place et d'avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence.

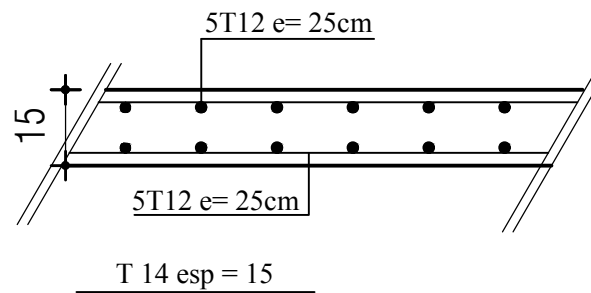
D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

La connaissance théorique reste nécessaire mais loin d'être suffisante, car il faut tenir de sa concordance avec le côté pratique.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions et qu'il sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

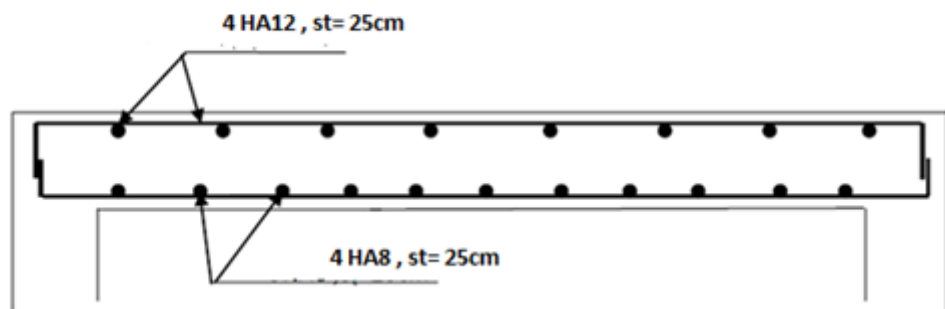


COUPE A-A

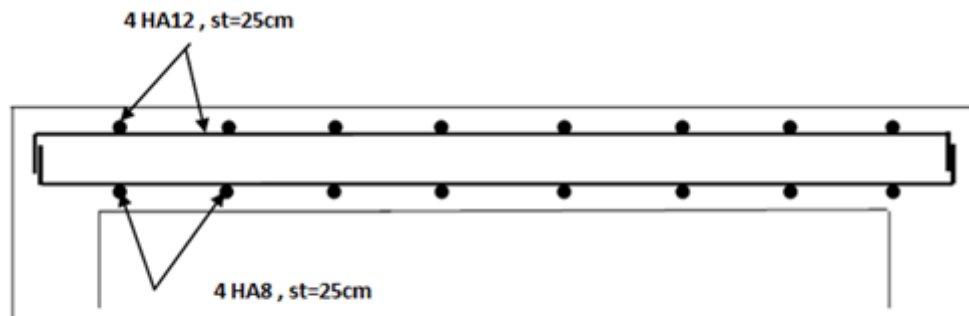


FERRAILLAGE DALLE PLEINE BALCON

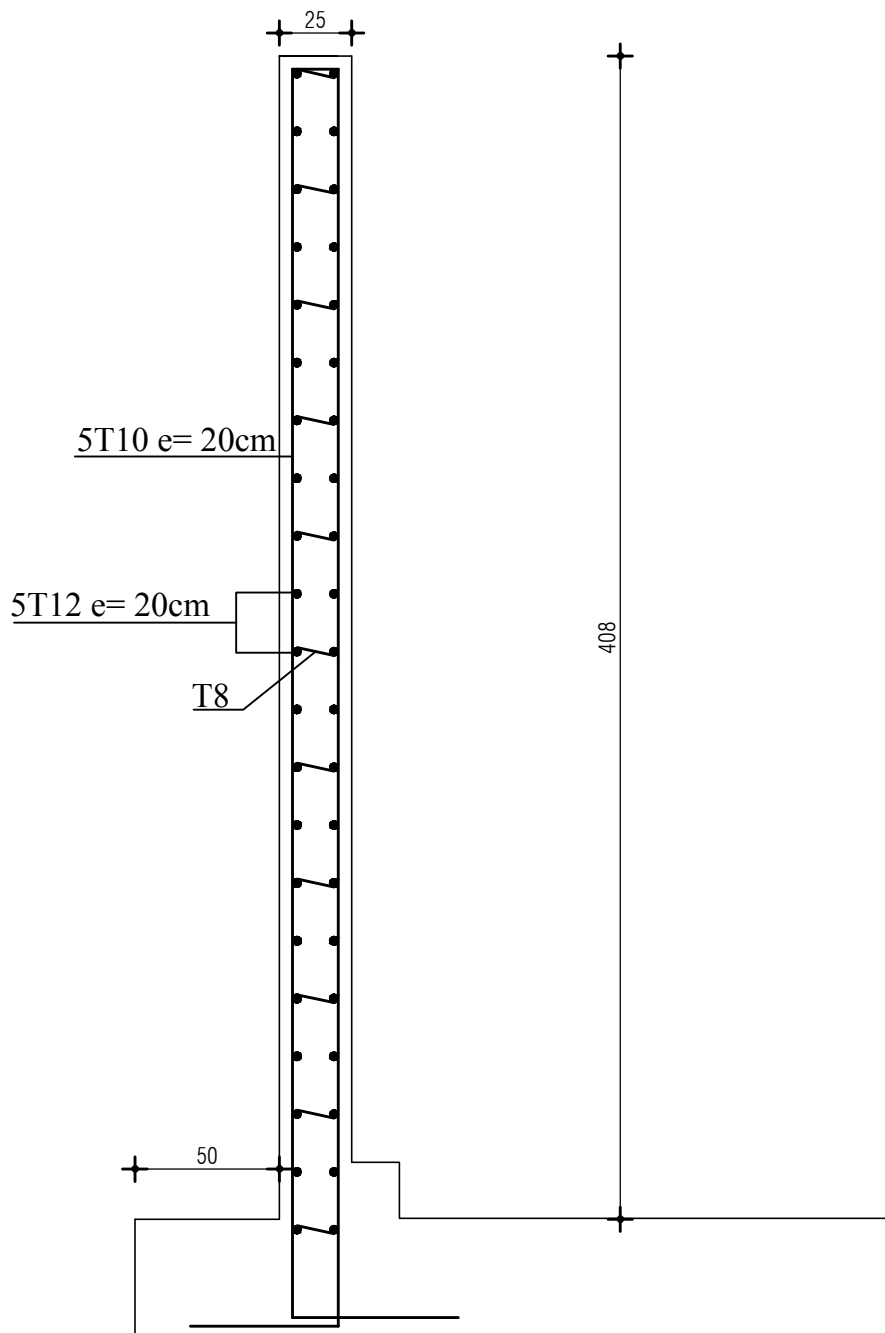
Sens x-x :



Sens y-y :

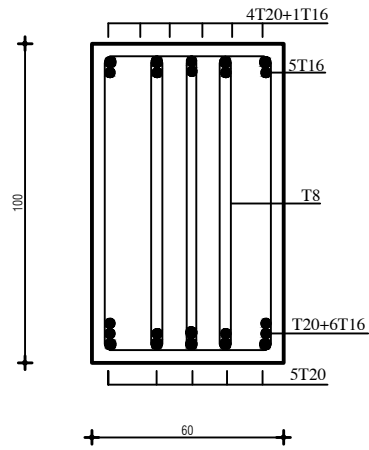


Férrailage de la salle machine

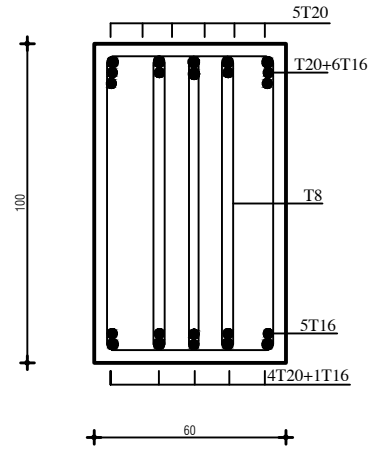


MUR PLAQUE

Sens X-X

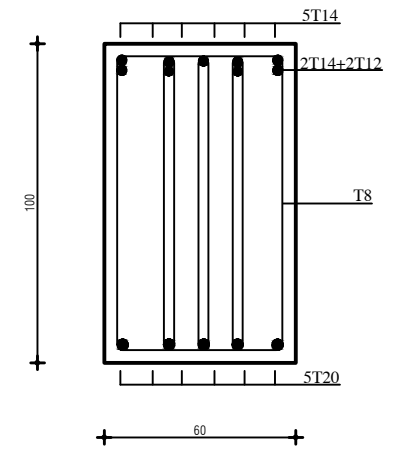
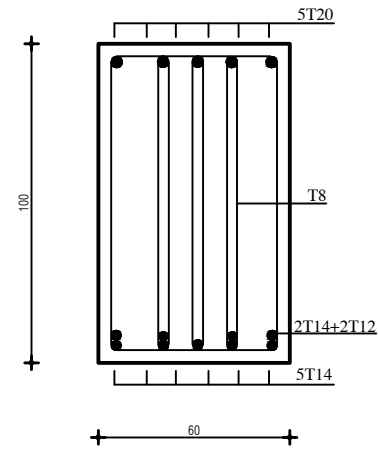


En appuis

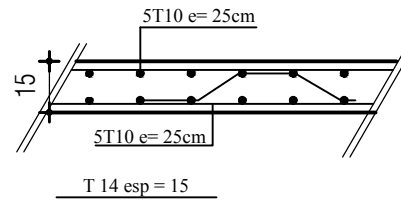


En travée

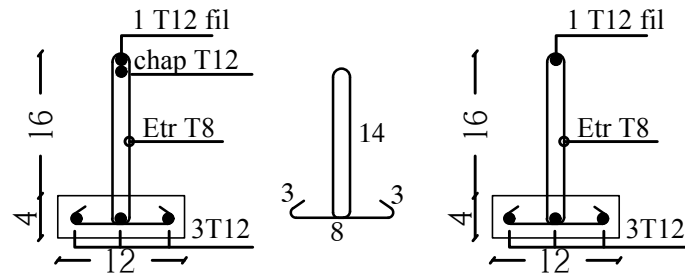
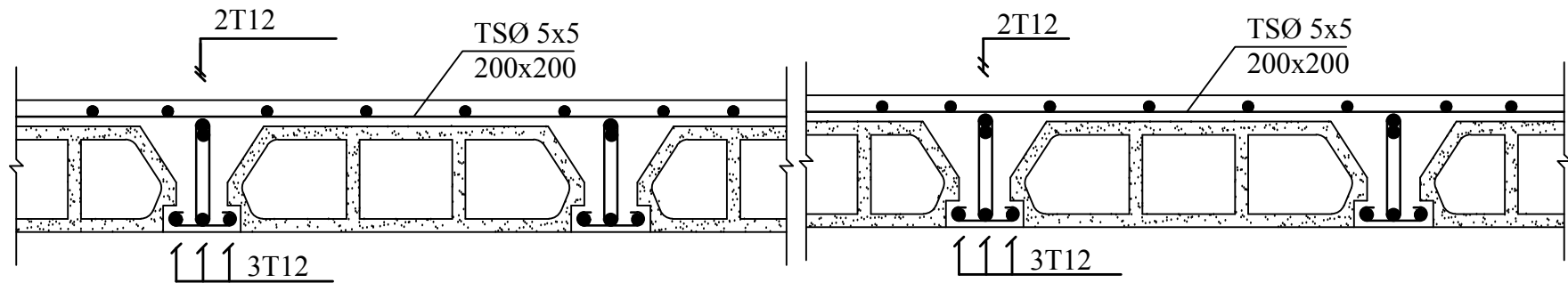
Sens Y-Y



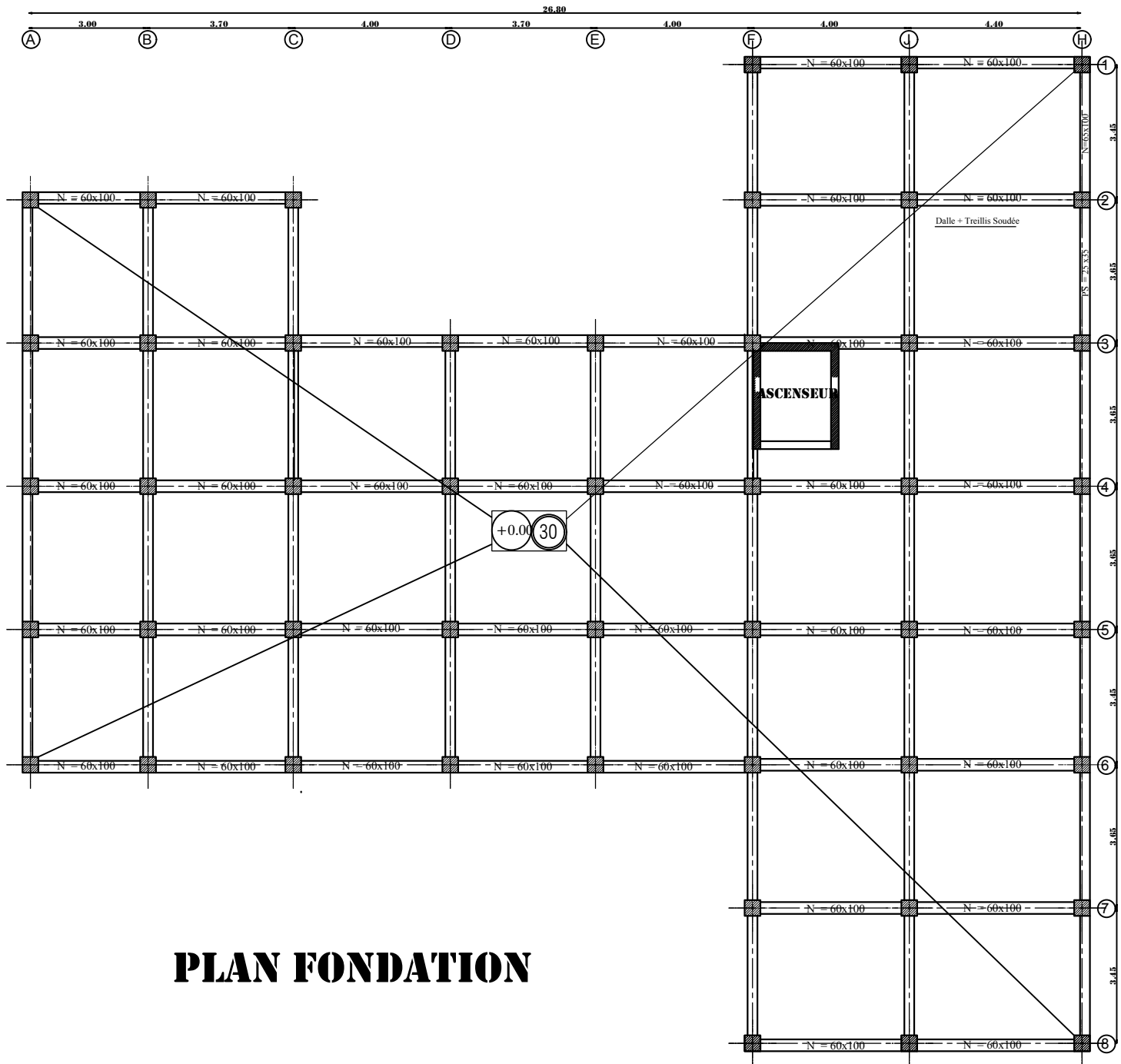
FERAILLAGE DE LA NERVURE



FERAILLAGE DU DÉBORD

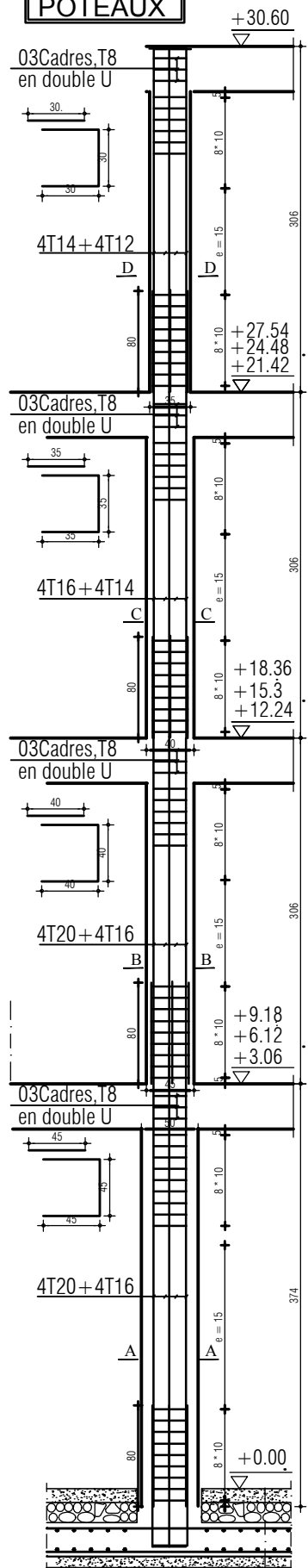


FERRAILLAGE CORPS CREUX 16+4

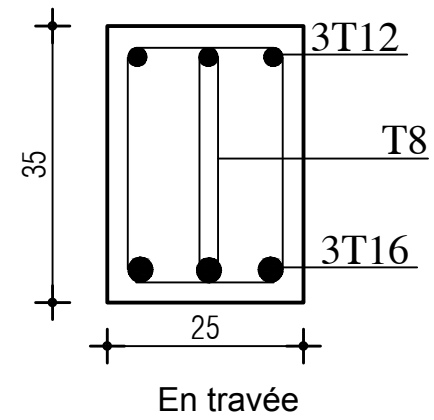
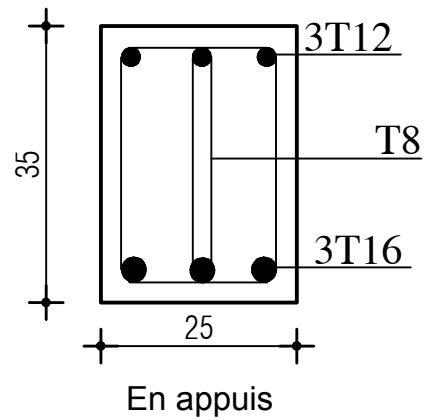
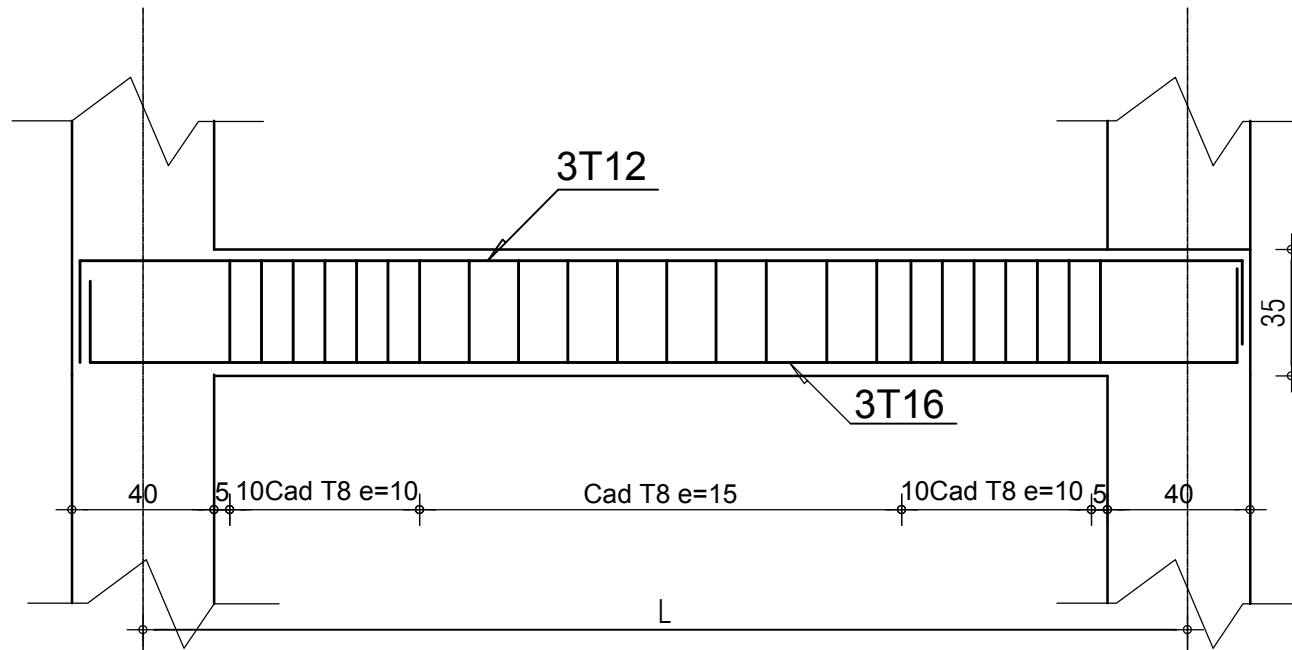


PLAN FONDATION

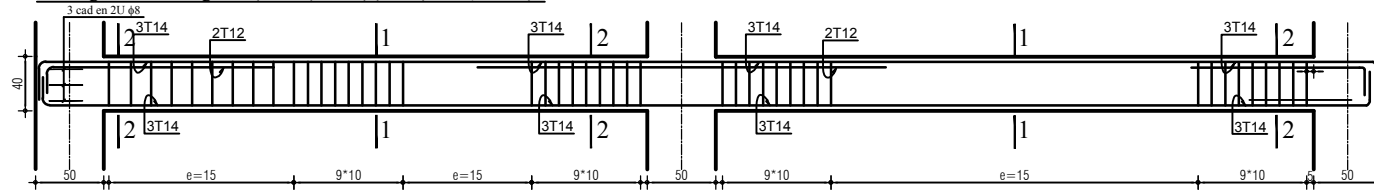
POTEAUX



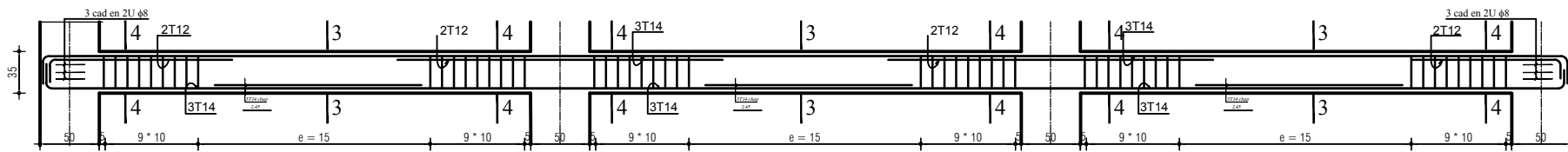
FERRAILLAGE POUTRE PALIERE (25*35)



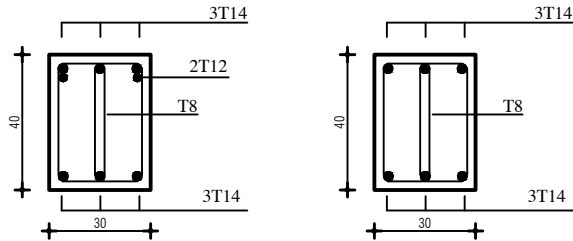
Coffrage & Ferrailage PP (30*40) axe (1) Niv(+0.00, +3.06) :



Coffrage & Ferrailage PS (25*35) axe (A) Niv(+0.00, +3.06) :



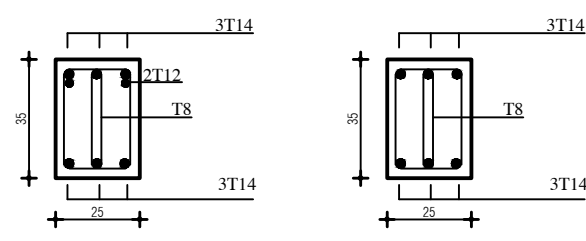
Poutres principales 30x40



En appuis
COUPE 2-2

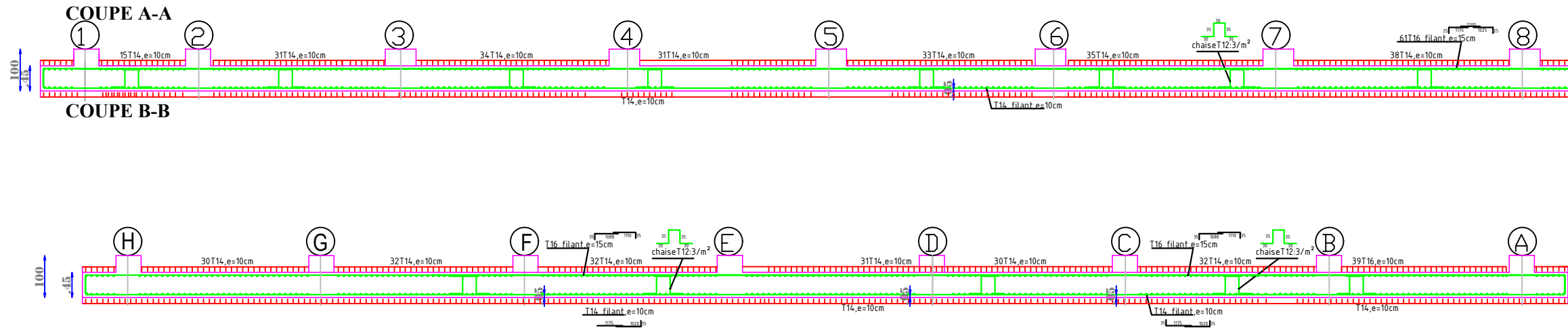
En travée
COUPE 1-1

Poutres principales 30x40

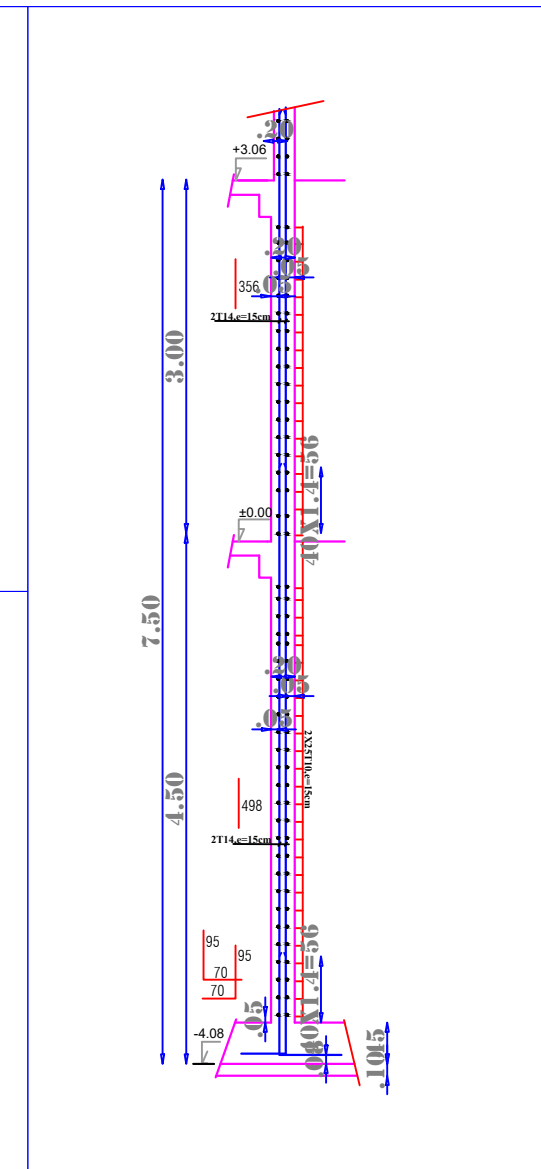
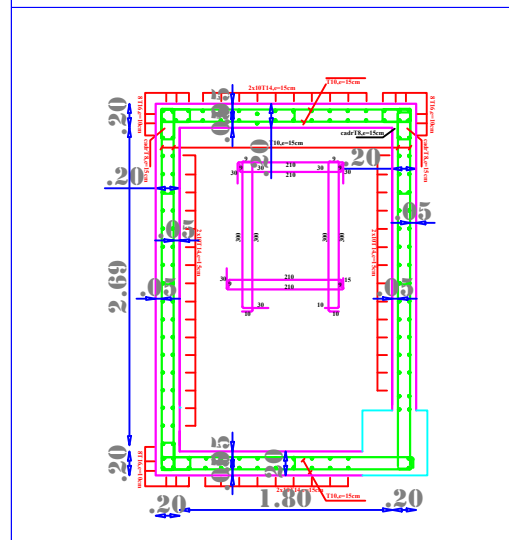
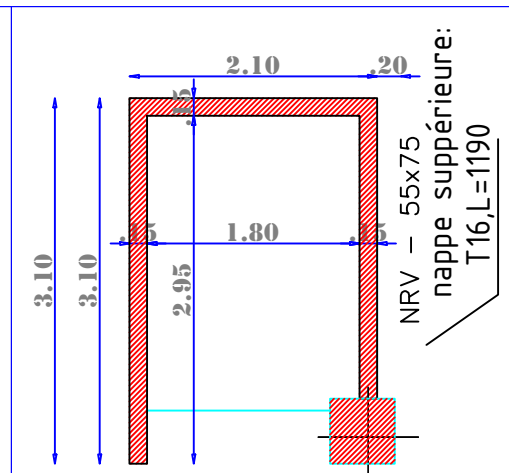
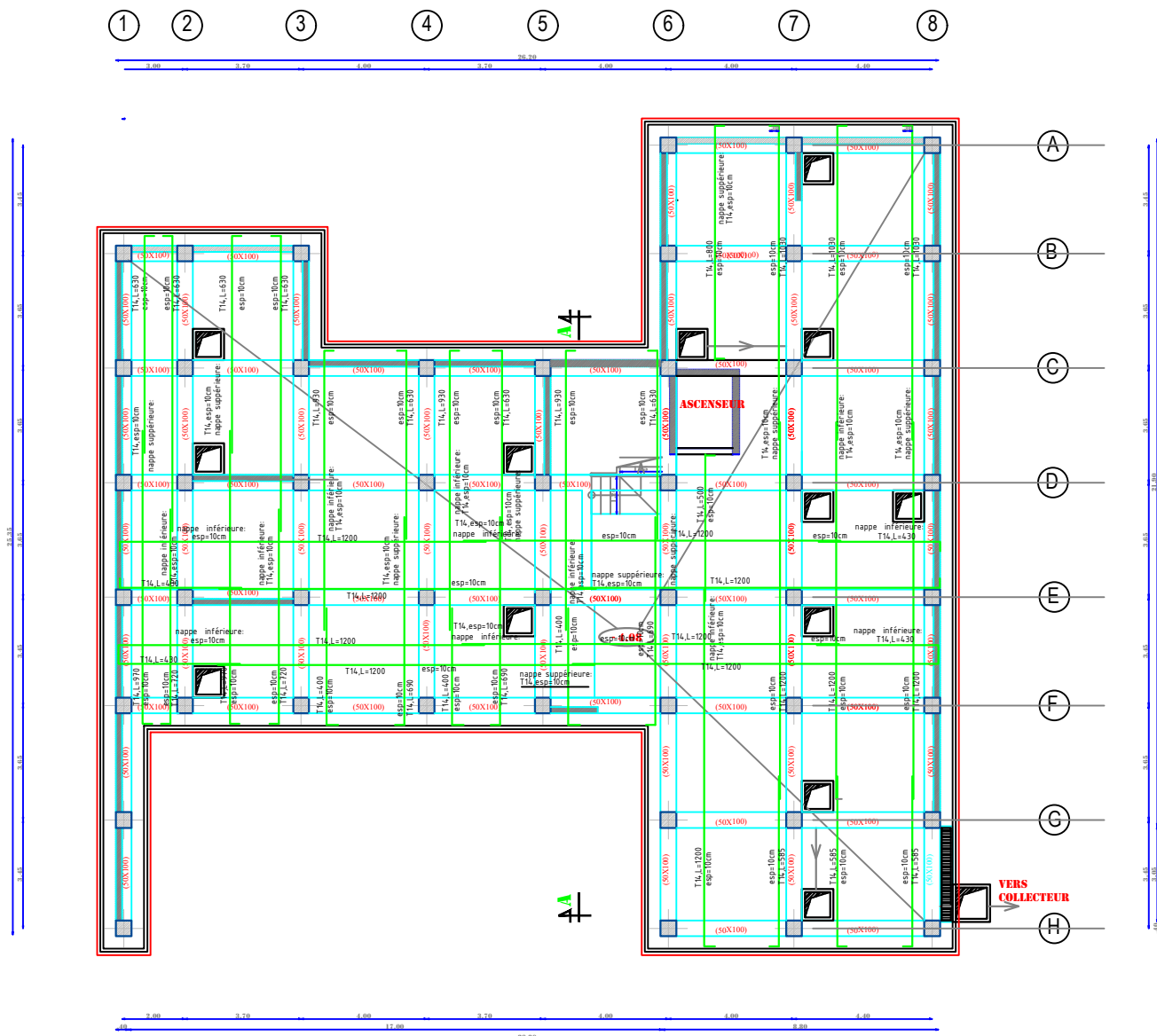


En appuis
COUPE 4-4

En travée
COUPE 3-3

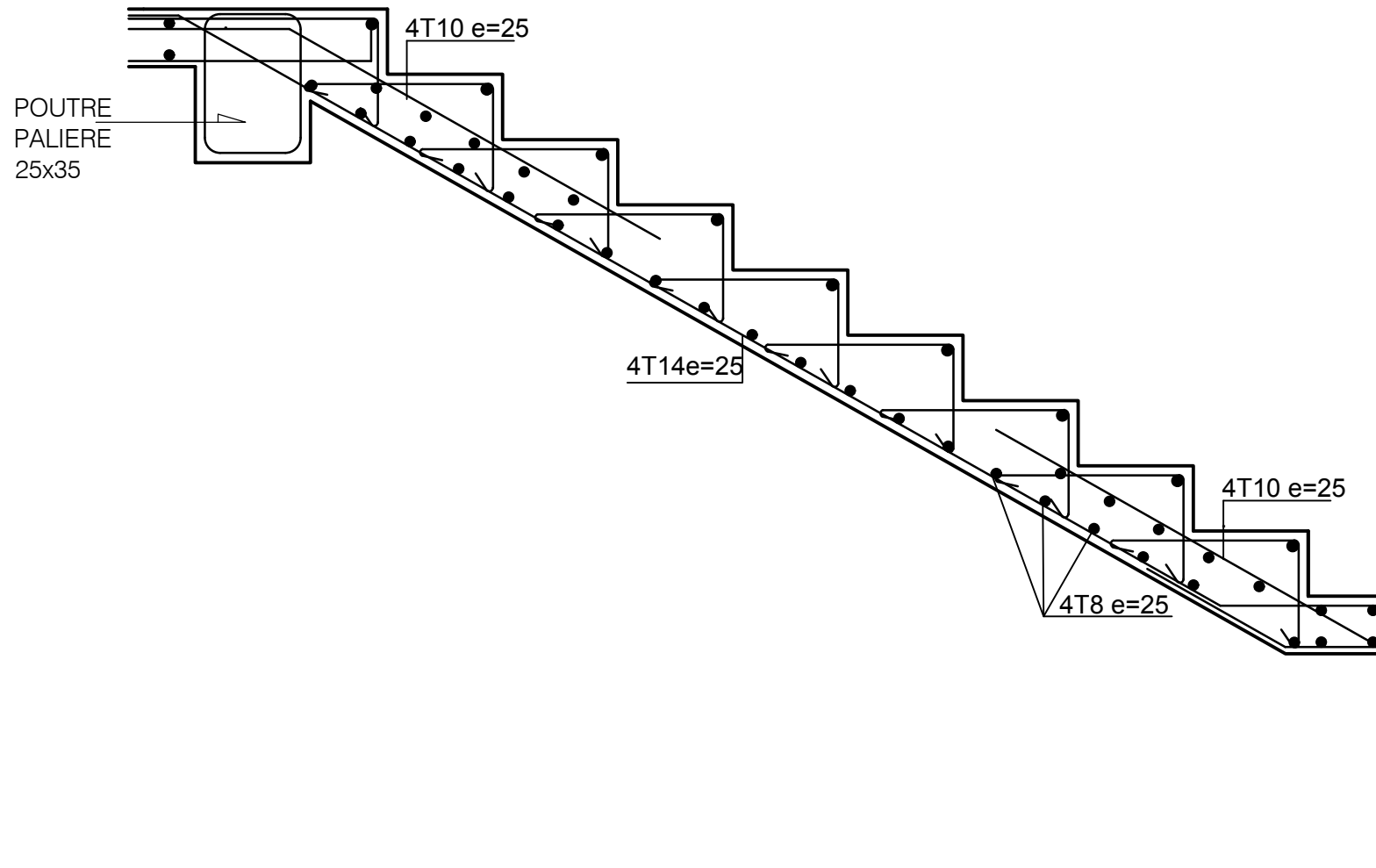


Coupes sur Ferrailage Radier

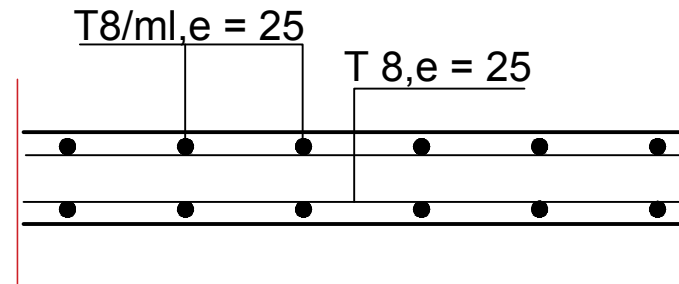
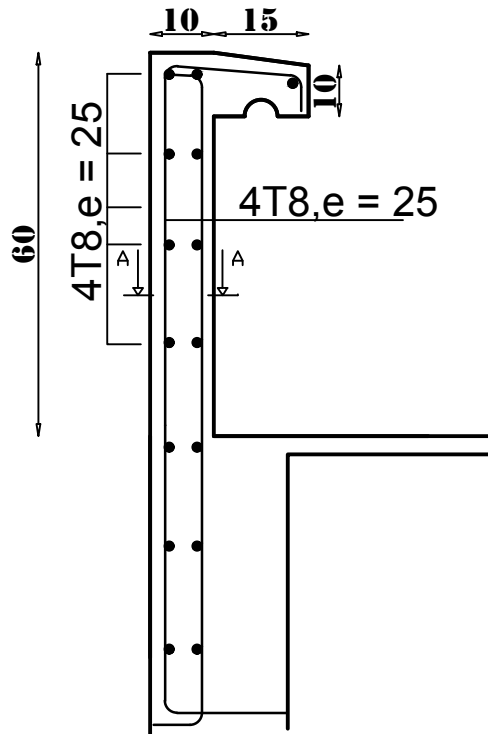


FERRAILAGE DU RADIER

Férrailage des volées



FERRAILLAGE ACROTÈRE



COUPE A-A

